

113

127

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID.

E. T. S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

D. 410217

ESTUDIO DE LA DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS
ARCILLOSOS DE MADRID.

Memoria presentada como parte de -
los requisitos necesarios para as-
pirar al grado de Doctor por Pablo
de la Fuente Martín, bajo la direc-
ción del Doctor Carlos Oteo Mazo.



ABRIL, 1984

Reunido en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canal
y Puertos de Madrid, el Tribunal Calificador para Juzgar la Tesis Doctoral de
Don Pablo de la Fuente Martín

sobre "Estudio de la deformabilidad de
los muros millores de Madrid"

realizada bajo la dirección de D. Carlos Otero Maro
_____, ha acordado por unanimidad
la calificación de Sobresaliente cum laude

Madrid 25 Junio 1984

A Teresa y Francisco

AGRADECIMIENTOS

=====

Siempre quedarán grabados en mi memoria aquellos primeros días que serían el comienzo de una estrecha relación con la Cátedra de Geotécnica y Cimientos de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Quiero agradecer desde estas líneas el apoyo que me prestó y el haberme permitido trabajar en su Departamento durante estos años al Profesor José A. Jimenez Salas; mi profundo reconocimiento al Profesor - que quiso y supo crear un centro de estudio e investigación.

Carlos Oteo, Profesor del Laboratorio de Geotécnica aceptó desde el principio la dirección de esta investigación, para cuya realización ha sido fundamental su ayuda, ánimo y críticas siempre constructivas. - Deseo expresar mi gratitud al Profesor que día a día mantiene en el Laboratorio de Geotécnica un ambiente agradable de trabajo, una constante inquietud por el estudio y la superación en el mismo.

A los compañeros doctorandos con los que he coincidido durante estos años de trabajo deseo agradecerles la amistad y ánimo que me brindaron.

Mi gratitud a los Profesores C. Faraco, R. Molina, J.M. Rodriguez Ortiz, A. Serrano, A. Soriano, A. Uriel y S. Uriel por su ánimo y comentarios durante la realización del trabajo. Así mismo agradecer a E. Salette su ayuda en la elaboración de programas de ordenador, así como a ---

J.L. Hernandez Enrile y A. Aboussouan sus comentarios sobre distintos as
pectos geológicos de la región de Madrid.

Objeto de mi reconocimiento deben ser V. Bella y M. Arroyo por
su ayuda en la preparación y seguimiento de ensayos de laboratorio. Igual
mente quiero agradecer la paciente colaboración de M. Angeles Lazcano y
P. Linés en los trabajos de mecanografía y delineación de esta tesis.

Debo agradecer también la ayuda económica prestada por la fun-
dación "José Entrecañales" primero y por el Ministerio de Educación y --
Ciencia después, quién me concedió una Beca de Formación de Personal Inves-
tigador.

Al terminar estas líneas me complace de forma especial recor-
dar la constante ayuda moral recibida siempre por mis padres, Pablo y Sa-
ra. Gracias por todo lo que me habeis dado.

I N D I C E
=====

Pag.

CAPITULO I.- INTRODUCCION Y JUSTIFICACION DEL ESTUDIO

I.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
I.2.- OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	5
I.3.- METODOLOGIA EMPLEADA EN LA INVESTIGACION.....	8

CAPITULO II.- DEFORMABILIDAD DE UN SUELO ARCILLOSO. ANTECEDENTES IMPORTANTES.

II.1.- INTRODUCCION.....	14
II.2.- TEORIAS DE LA CONSOLIDACION.....	18
II.2.1.- Introducción. Ecuaciones básicas.....	18
II.2.2.- Consolidación unidimensional.....	20
II.2.3.- Sistemas multicapas. Métodos numéricos.....	31
II.2.4.- Carga variable en el tiempo.....	34
II.2.5.- Teorias que consideran la viscosidad estructural.....	35
II.2.6.- Consolidación tridimensional.....	43
II.3.- MEDIDA DE LOS PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA DEFORMABILIDAD.....	48
II.3.1.- Células edométricas.....	48
II.3.2.- Métodos indirectos y directos.....	54
II.3.3.- Tendencias actuales.....	60

CAPITULO III.- DATOS GEOLOGICOS DE LA REGION DE MADRID

III.1.- INTRODUCCION.....	66
III.2.- FORMACIONES GEOLOGICAS EN EL ENTORNO DE LA REGION DE MADRID.....	70
III.2.1.- Los macizos hercinianos	70
III.2.1.1.- Sierras de Guadarrama y Somosierra.....	71
III.2.1.2.- Montes de Toledo.....	77
III.2.2.- Formaciones Cretácicas.....	80
III.2.3.- Cubeta Terciaria del Tajo Superior.....	82
III.2.3.1.- Características generales de la sedimentación.....	82
III.2.3.2.- Depósitos Paleógenos.....	86
III.2.3.3.- Depósitos Miocenos.....	88
III.2.3.4.- Formaciones detríticas de borde de cuenca.....	91
III.2.3.5.- Niveles altos de la cubeta.....	104
III.3.- EVOLUCION DEL RELIEVE DE LA CUBETA.....	113
III.4.- CUATERNARIO DE LA ALTA CUBETA DEL TAJO.....	132
III.5.- SUELOS DEL CASCO URBANO DE MADRID Y SUS ALREDEDORES..	137

CAPITULO IV.- LOS SUELOS TOSQUIZOS DE MADRID

IV.1.- INTRODUCCION.....	157
IV.2.- CARACTERISTICAS DE LA GAMA DE SUELOS TOSQUIZOS.....	159
IV.2.1.- Campaña de toma de muestras.....	159

	<u>Pag.</u>
IV.2.2.- Propiedades de Identificación y Estado.....	163
IV.2.2.1.- Propiedades de identificación. Clasificación.....	165
IV.2.2.2.- Propiedades de estado.....	180
IV.3.- CARACTERISTICAS MINERALOGICAS DE LA FRACCION FINA.....	195
 <u>CAPITULO V.- DEFORMABILIDAD DE LA GAMA DE SUELOS TOSQUIZOS.</u>	
ESTUDIO EXPERIMENTAL.	
V.1.- APARATOS Y METODOLOGIA EMPLEADA.....	209
V.1.1.- Introducción.....	209
V.1.2.- Ensayos edométricos.....	211
V.1.3.- Ensayos edométricos con deformación controlada.	217
V.1.4.- Ensayos triaxiales.....	229
V.1.5.- Ensayos de carga con placa.....	231
V.2.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS EDOMETRICOS.....	236
V.2.1.- Introducción.....	236
V.2.2.- Resultados obtenidos.....	237
V.3.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS EDOMETRICOS BAJO DEFORMA- CION CONTROLADA.....	279
V.3.1.- Descripción de los ensayos realizados.....	279
V.3.2.- Resultados obtenidos.....	286
V.4.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE.....	312
V.5.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA.....	324
V.5.1.- Ensayos realizados y resultados obtenidos.....	324

CAPITULO VI. ANALISIS DE RESULTADOS

VI.1.- COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.....	341
VI.2.- DEFORMABILIDAD MEDIA EN A.Z.C.A.....	349
VI.3.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES FINALES.....	357

CAPITULO VII.- RESUMEN Y CONCLUSIONES..... 370

BIBLIOGRAFIA.-	385
----------------------	-----

APENDICE I.- CONSOLIDACION BAJO VELOCIDAD DE DEFORMACION
CONSTANTE.

APENDICE II.- INFLUENCIA DE LA DEFORMABILIDAD PROPIA DE LOS
EDOMETROS EN ENSAYOS SOBRE SUELOS DUROS.

APENDICE III.- RESULTADOS DE ENSAYOS.

CAPITULO I

INTRODUCCION Y JUSTIFICACION DEL ESTUDIO

I.1.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El actual ritmo de crecimiento demográfico de una ciudad como Madrid, que sobrepasa ampliamente los cuatro millones de habitantes, plantea una clara problemática geotécnica en lo que se refiere a la cimentación de edificios, construcción de galerías para FF.CC. Metropolitano o para saneamiento (Plan de Saneamiento Integral de Madrid), implantación de redes viales, etc...

Por un lado la creación de barriadas económicas requiere la ejecución de cimentaciones en condiciones muy estrictas. Por otro, la construcción de edificios de gran altura origina una elevada concentración de tensiones bajo los mismo. En ambos casos, bién por tratarse de cimentaciones económicas, bién por las grandes tensiones inducidas, es muy necesario evaluar la deformabilidad de los terrenos subyacentes.

Así mismo, la construcción de galerías de gran diámetro para nuevas líneas de FF.CC. Metropolitano y, sobre todo, de diámetro medio para nuevos colectores de saneamiento, supone una clara interacción entre el terreno afectado por la cimentación de los edificios próximos y esas galerías, lo que origina zonas de subsidencia, movimientos verticales en superficie y movimientos horizontales, que generalmente son más peligrosos por estar las estructuras menos preparadas para admitirlos. Efectos análogos provocan las, en ocasiones, grandes excavaciones para la construcción de sótanos, frecuentemente junto a edificaciones antiguas. Este conjunto de interacciones requiere un mejor conocimien-

to de la deformabilidad del terreno y de su posible evolución en el tiempo.

Geológicamente, el casco de Madrid está situado sobre los materiales terciarios, que, procedentes de la erosión de las rocas graniticas y gneísicas de la Sierra de Guadarrama, rellenan, en parte, la fosa tectónica del Tajo.

Dentro de los depósitos terciarios, Riba (1956 y 1957) distingue tres facies características de la sedimentación correspondientes a la formación de una cuenca en ambiente continental: una facies detrítica de borde de cuenca, una facies evaporítica de centro de cuenca y una facies de transición con características de ambas.

El casco urbano de Madrid está situado sobre parte de las tres facies mencionadas y sobre posteriores depósitos cuaternarios, así como sobre rellenos recientes, a menudo procedentes de la facies detrítica terciaria y de arenas cuaternarias.

Se hace necesario un mayor conocimiento de las propiedades de estos materiales para explicar la reconocida dureza que normalmente presentan, investigar acerca del origen de su cementación y algo cuestionado desde hace tiempo, su posible preconsolidación, característica muy importante por su influencia en la deformabilidad.

Desafortunadamente y debido quizás a una extendida fama de -

que Madrid tiene un buen terreno para construir, muchas veces se plantean obras sin un necesario y detallado estudio de materiales afectados y sin tener en cuenta que los suelos que afloran en la capital tienen propiedades y respuestas muy distintas. Sin embargo, la construcción de obras que por su importancia y naturaleza las hace singulares ha requerido detallados estudios geotécnicos, lo que está contribuyendo a un mejor conocimiento de los suelos de Madrid. Es destacable en este sentido la labor que desde hace años viene desarrollando V. Escario en esta recopilación, análisis y exposición de datos, lo que redundará en una clarificación del mapa geológico-geotécnico de la capital, estudios que, actualmente, se están ampliando por parte de éste y otros investigadores, dentro de diversos organismos (Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, Facultad de Ciencias Geológicas, Instituto Agustín de Bethancourt, Servicio Geológico de Obras Públicas, etc..), bajo el patrocinio principal del Ayuntamiento de Madrid y los Ministerios de Obras Públicas y Urbanismo y Transportes, Turismo y Comunicaciones, lo que da idea de la importancia del tema.

I.2.- OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Dentro de la línea de estudios de los suelos de Madrid, iniciada hace ya algunos años para la cátedra de Geotecnia y Cimientos de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, bajo la dirección del Profesor Jimenez Salas, esta investigación trata de - aportar datos para mejorar el conocimiento, en algunos aspectos, de uno de los suelos típicos que aparecen bajo el casco urbano y en los alrededores de Madrid.

Se ha seleccionado para su estudio una de las unidades pertenecientes a la fácies detrítica descrita en el punto anterior y conocida localmente como "tosco", "tosco arenoso", etc., según el contenido de finos. En el resto del texto, al referirse genéricamente a estos materiales se hablará de suelos tosquizos.

De los suelos tosquizos presentes en la facies detrítica de la capital, se ha intentado evaluar no sólo su deformabilidad máxima - para una determinada sollicitación, sino de observar también su comportamiento en carga y descarga.

Propósito anterior a esta evaluación es la clasificación de estos suelos tosquizos, definiendo su separación de la "arena de miga" y de los materiales de transición.

Estos suelos duros presentan un aspecto importante: se encuen

tran "preconsolidados", entendiendo bajo este término un estado inicial equivalente al que se hubiera obtenido si estos materiales hubieran sido sometidos a presiones apreciablemente mayores que las que les proporciona su sobrecarga de tierras actual. Este aspecto, tan ligado a la deformabilidad resultante de un suelo será objeto de estudio, investigando acerca de su origen e intentando definir, ó al menos acotar, la carga de preconsolidación a partir de la experimentación y del conocimiento actual de la historia geológica en la región de Madrid.

La deformabilidad se evalúa a partir de diversas técnicas experimentales, tanto en laboratorio como "in situ". Los resultados obtenidos serán objeto de análisis, y a partir de este estudio se intentará establecer cuál o cuales son los procedimientos que pueden conducir a una evaluación más realista de esa deformabilidad.

Como uno de los objetivos se pretende estudiar el alcance de utilización de un nuevo tipo de consolidómetro, trabajo que se lleva a cabo por primera vez en un laboratorio de Mecánica de suelo en España, para lo que ha sido necesario poner a punto un aparato de este tipo e introducirle diversas modificaciones para adaptarle a los usos aquí descritos. Este equipo es un edómetro de deformación controlada, con el cuál, aparte de ampliar su grado de utilización, será posible aumentar el abanico de resultados correspondientes a la experimentación y correlacionarlos con los existentes, estudiando con más claridad los procesos de deformación definidos en materiales arcillosos.

También se ha estudiado la influencia de la mineralogía de las muestras ensayadas, a fin de explicar el comportamiento del "tosco" a la luz de lo obtenido en todos los ensayos anteriormente citados.

Otro objetivo es la pequeña aportación que se pueda realizar en cuanto a la localización de los suelos tosquizos en un plano topográfico de Madrid. Es un intento de corroborar, ampliar o corregir los mapas litoestratigráficos del casco urbano ya existentes, entre los que cabe señalar como más completos, los publicados por García Yagüe (1973) y Martínez Alfaro (1978), junto con los perfiles litológicos publicados por V. Escario (1970) y C. Oteo y J.F. Moya (1980).

I.3.- METODOLOGIA EMPLEADA EN LA INVESTIGACION

Entendemos que el inicio de cualquier tema de investigación supone aprendizaje y familiarización con las técnicas propias del campo objeto de estudio.

Para el desarrollo del tema de tesis que se presenta, y siguiendo la línea arriba indicada, los primeros trabajos se encaminaron al estudio, en general, de los suelos fundamentalmente cohesivos, de sus tipos, origen, propiedades que los caracterizan, y todo esto en relación con la específica problemática que plantean como terreno de cimentación ó de cualquier tipo de obra que modifique su estado primitivo. Estos primeros pasos se simultanearon con el aprendizaje de las técnicas propias de un laboratorio de Mecánica de Suelo.

El tema seleccionado, dedicado al estudio de la deformabilidad de una de las formaciones típicas del subsuelo del casco urbano de Madrid, exigía un siguiente paso encaminado al estudio del entorno geomecánico donde se ubica y a una recopilación y selección de datos geotécnicos existentes.

A continuación se seleccionaron una serie de puntos de la capital, en los que aprovechando diversas construcciones, se tomaron muestras lo más inalteradas que fué posible y tratando de abarcar una variedad significativa de suelos tosquizos.

Con las muestras tomadas se realizaron ensayos de identificación y estado, que, junto con los datos disponibles, proceden principalmente de estudios geotécnicos previos a la construcción de líneas - de FF.CC. Metropolitano y del complejo A.Z.C.A. (Escario, 1970; Escario y otros, 1981; Oteo y Moya, 1980), ha sido posible efectuar una -- clasificación de los suelos tosquizos de Madrid, basada fundamentalmente en sus características granulométricas y plásticas.

Un conocimiento más íntimo de la naturaleza y estructura de estos suelos ha sido posible después de analizar los ensayos de difracción de rayos X y los realizados mediante microscópio electrónico de -- barrido. Este conocimiento permite explicar algunos comportamientos relacionados con su deformabilidad, como se verá más adelante.

Como se comenta en el punto anterior se ha tratado no solo de acotar los parámetros que definen la deformabilidad del suelo, sino -- cual, según entendemos, puede ser la disposición a adoptar en el futuro, frente a un estudio concreto de deformabilidad en los suelos tosquizos de Madrid. Para esto, se ha realizado un análisis crítico de los ensayos efectuados, cuyo objetivo ha sido, por una parte estudiar esa deformabilidad y por otro lado poner a punto técnicas aún no empleadas en estos suelos.

La deformabilidad del suelo se ha evaluado mediante ensayos edométricos de tipo convencional sobre muestras inalteradas y sobre muestras remoldeadas compactadas con la misma densidad y humedad que en el

ensayo correspondiente a la inalterada.

Es sabido que en ensayos edométricos de tipo convencional la presión de preconsolidación está poco definida utilizando la construcción clásica de Casagrande. Por otra parte, los módulos medidos son pequeños en suelos preconsolidados. No obstante hemos querido disponer de datos suministrados por los ensayos con objeto de tener unos valo--res con los que poder comparar.

Teniendo en cuenta que los suelos tosquizados de Madrid no alcanzan, en general, un grado de saturación del 100% y procurando una -mejor aproximación a la realidad, se ha evaluado también la deformabilidad mediante ensayos edométricos en células especiales, diseñadas para este fin en el Laboratorio del Transporte y Mecánica de Suelos de Madrid, en las que se conserva la humedad durante todo el ensayo. De -esta forma se han obtenido módulos superiores a los obtenidos en los ensayos convencionales. Sin embargo, la preconsolidación sigue estando mal definida, ya que la trayectoria de carga es la misma que en los ensayos anteriores.

Para una mejor estimación de la preconsolidación de estos suelos tosquizados, se ha puesto a punto por primera vez en España un consolidómetro con posibilidad de controlar la deformación y registrar de -forma automática la presión total sobre la pastilla de suelo, el asiento producido y la presión intersticial en su base. Tras la puesta a --punto de consolidómetro para ensayos en suelos duros, se realizaron --

una serie de ensayos sobre muestras remoldeadas, artificialmente preconsolidadas, con objeto de estudiar las posibilidades del aparato en estos suelos, encaminados principalmente a la determinación ó acotación de la presión de preconsolidación.

Posteriormente se ha intentado definir dicha presión de preconsolidación en ensayos sobre muestras inalteradas procedentes de diversos puntos de Madrid, estudiando también el comportamiento en carga y descarga, bajo el punto de vista de módulos edométricos, coeficientes de consolidación, incremento y disipación de presiones intersticiales.

En los estudios mencionados, debido a las características de los ensayos, en los que la pastilla de suelo está confinada lateralmente, la deformabilidad se mide, bajo diversas condiciones de estado y de carga, pero en una sola dirección. Con objeto de estudiar la influencia tridimensional en la deformabilidad, esta se ha estudiado también mediante ensayos triaxiales consolidados con drenaje, sobre probetas cilíndricas, talladas a partir de muestras inalteradas, bajo diferentes presiones laterales hasta llegar a la rotura ó a grandes deformaciones.

Los estudios y análisis referidos están basados en los resultados medidos con técnicas de laboratorio, unas convencionales y otras más sofisticadas y elaboradas, pero que en general proporcionan una deformabilidad inferior a la real en suelos preconsolidados. Se ha

considerado, por tanto, la necesidad de medidas "in situ", las cuales se han llevado a cabo mediante ensayos de carga con placa realizadas en galerías y fondos de excavaciones.

De esta forma se ha dispuesto de un amplio abanico de medidas, obtenidas por medios y técnicas diferentes, a partir de las cuales y después de un estudio crítico de los métodos empleados es posible - llegar a un mejor conocimiento del comportamiento tensodeformacional de uno de los suelos arcillosos típicos de Madrid.

En el capítulo final se presentan las conclusiones más importantes de esta investigación, lo que se hace de forma resumida por haberse analizado con detalle en otros capítulos del texto.

CAPITULO II

DEFORMABILIDAD DE UN SUELO ARCILLOSO.
ANTECEDENTES IMPORTANTES.

II.1.- INTRODUCCION

Un suelo arcilloso es un agregado de partículas microscópicas que proceden de la alteración química de los constituyentes de las rocas. El esqueleto formado por las partículas sólidas coexiste con el fluido intersticial, agua y gas, no estando representada la fase gaseosa -- cuando el medio está totalmente saturado.

La variedad de suelos arcillosos es muy grande, siendo también diferente su respuesta frente a las sollicitaciones exteriores, debidas tanto a la acción del hombre (cimentación de edificios, excavaciones, galerías, etc) como de la naturaleza (erosión, variaciones estacionales de la humedad, etc.). La explicación a estos diferentes comportamientos hay que buscarla en las distintas fábricas que quedan constituidas como unión de partículas elementales. No hay que olvidar que ese comportamiento también es consecuencia de los cambios que tienen lugar en los sedimentos una vez depositados, cambios que englobamos bajo el nombre de diagénesis y, que afectando tanto a la fábrica como al fluido intersticial, se manifiestan principalmente en la neoformación. Estos procesos diagenéticos son comunes a todos los depósitos sedimentarios, sea cual sea su naturaleza, pero hemos querido señalarlos expresamente por la importancia que tiene en los suelos arcillosos objeto de estudio en esta investigación.

Una característica que es común en la formación de depósitos arcillosos es el proceso de consolidación en el cual, y considerándo un

volumen elemental de suelo, se produce una expulsión de parte del fluido intersticial.

De los puntos expuestos se deduce que el comportamiento de un suelo arcilloso no depende sólo de la naturaleza, forma de transporte y medio en el que se han depositado los sedimentos, sino, también, de los distintos cambios que posteriormente se producen, entre los que, aparte de los mencionados, deben señalarse por su importancia determinados comportamientos tectónicos de la cuenca ó procesos de erosión que originan una preconsolidación por desaparición del peso de estratos. El conjunto de características iniciales y transformaciones ocurridas en los depósitos, es lo que constituye la historia geológica de la formación.

Un mejor entendimiento acerca del comportamiento de una formación arcillosa debe basarse, por tanto, en el estudio de los antecedentes geológicos de la misma, así como de sus propiedades índice, mineralógicas y de cómo están dispuestas las partículas de los minerales arcillosos constituyendo la fábrica del suelo. De ahí que reconociendo su importancia hemos dedicado el Capítulo III del texto a la exposición de datos geológicos de la región de Madrid y el Capítulo IV a la exposición de las propiedades de identificación y estado y características mineralógicas de los depósitos que constituyen los suelos tosqueros de Madrid. Como veremos, todo lo expuesto en esos capítulos nos ayudará a un mejor entendimiento de la deformabilidad de los suelos objeto de estudio.

En los siguientes puntos de este capítulo se hace una breve exposición de los métodos y teorías con los que se ha abordado el estudio de la deformación de los suelos arcillosos, desde que en 1923 Terzaghi - publicara su teoría sobre la consolidación unidimensional. La exposición se limita a los métodos y teorías más importantes, por encontrarse suficientemente publicadas y no ser propósito de esta investigación el incluir un estado del arte en relación con la deformabilidad de los suelos arcillosos. Tampoco nos vamos a referir a las fases sólida, líquida y gaseosa y relaciones entre las misma; una extensa exposición de este tema puede verse en Perez Rodríguez, 1979 (Tesis Doctoral).

Los suelos cohesivos se caracterizan, en general, por una mayor compresibilidad que los suelos cuyos componentes fundamentales son granos de arena. Esto es debido a un mayor poder de retención de agua, - así como por el hecho de que las partículas arcillosas constituyen estructuras más abiertas durante su formación. En los siguientes puntos comenzamos por exponer las teorías de la consolidación por varias razones; en primer lugar hay que asignarles un destacado y fundamental papel en la explicación del proceso de expulsión de agua así como del casi simultáneo y posterior reajuste de las partículas que constituyen el suelo arcilloso. Este ha sido y es en numerosos casos el procedimiento tradicional de estudio de la compresibilidad de suelos fundamentalmente cohesivos, midiéndose, normalmente los parámetros que intervienen en las teorías a partir de ensayos edométricos, habiendo sido este procedimiento uno de los empleados en el estudio de la deformabilidad de los suelos - tosquijos de Madrid, a partir de ensayos convencionales y de otros más -

sofisticados que permiten un control continuo y automático del ensayo.

Sin embargo, no siempre es posible estudiar el comportamiento tensodeformacional de un suelo cohesivo mediante los parámetros deducidos de ensayos edométricos, debido a que las condiciones geométricas y de carga no se ajustan, y por tanto no pueden reproducirse mediante dichos ensayos. Incluso, en las ocasiones en las que el caso real de carga se ajusta a las condiciones reproducidas en el edómetro puede ser necesario conocer la deformación inicial del suelo bajo un proceso de carga sin drenaje, estudio que normalmente se realiza en el aparato de compresión triaxial basándose en la teoría de la elasticidad. Con el aparato de compresión triaxial, impulsado entre otros por Kerisel y Lambe, - para estudiar en laboratorio con bastante aproximación un gran número - de situaciones, las condiciones de partida en el terreno, así como las condiciones de carga en procesos con y sin drenaje, pudiendo controlar - este último. La reproducción de las condiciones iniciales y del proceso de carga será tanto mejor cuanto menos alteración hallan sufrido las probetas ensayadas en las operaciones de toma de muestras y tallado de las mismas en laboratorio, alteración que puede ser muy importante en suelos cementados en los que no es posible "reconstruir" la estructura y fabrica una vez rotos ó debilitados los enlaces. Este es uno de los principales motivos por los que a veces es necesario acudir a procedimientos de medida "in situ", de los que también se comentan en los siguientes puntos sus características e inconvenientes.

II.2.- TEORIAS DE LA CONSOLIDACION

II.2.1.- Introducción. Ecuaciones básicas.

Es conocido el hecho de que en un suelo arcilloso existe un retraso, que en ocasiones llega a ser considerable, entre el momento de aplicación de cualquier tipo de carga y la deformación finalmente adquirida. Las teorías que explican este fenómeno se conocen como teorías de la consolidación.

El primer estudio sobre el proceso de consolidación se debe a Terzaghi y fué publicado en 1923, sin embargo vamos a realizar una exposición general de las diferentes teorías de la consolidación, basada en los estados del arte desarrollados por Lopez Pita (1973) y Sainz Borja (1979).

Señalemos que todas las teorías que explican el proceso de consolidación se basan en las siguientes ecuaciones básicas:

a) Continuidad de las partículas de agua:

$$\operatorname{div} (n \cdot \vec{v}_w) + \frac{\partial n}{\partial t} = 0$$

b) Continuidad de las partículas sólidas:

$$\operatorname{div} (1-n) \vec{v}_s + \frac{\partial (1-n)}{\partial t} = 0$$

c) Relación entre la velocidad de las partículas sólidas y el agua:

En el movimiento unidimensional de agua y partículas sólidas (Scheidegger, 1957):

$$\vec{v}_s = \vec{v}_w + \frac{k}{n} \cdot g \vec{a} dh$$

En el movimiento unidimensional del agua (Darcy, 1856):

$$\vec{v}_s = \vec{0} ; \vec{v}_w = k \vec{i}$$

d) Relación tensión deformación:

$$\epsilon = f(\Delta \sigma')$$

En ocasiones la relación se define como variación del índice de poros en el esqueleto sólido:

$$\Delta e = \varphi(\Delta \sigma')$$

pero e y ϵ están relacionadas mediante:

$$\epsilon = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

donde e_0 es el índice de poros inicial correspondiente a la tensión efectiva inicial σ'_0 .

La notación empleada en estas ecuaciones es:

n : Porosidad

\vec{v}_w : Velocidad de las partículas de agua

\vec{v}_s : Velocidad de las partículas sólidas

k : Coeficiente de permeabilidad.

ϵ : Deformación del esqueleto sólido

σ' : Presión efectiva

σ'_0 : Presión efectiva inicial

e : Índice de huecos

h : Potencial hidráulico

\vec{i} : Gradiente hidráulico.

II.2.2.- Consolidación unidimensional

Se han desarrollado dos teorías distintas, conocidas como ecuación simplificada y general de la consolidación.

A) Ecuación simplificada de la consolidación

Para su obtención se consideran las siguientes ecuaciones e hi
pótesis:

- Saturación completa.
- Flujo unidimensional.
- Compresión unidimensional.
- Ecuación de continuidad del agua.
- Ley de Darcy.
- Ley de Terzaghi : $\sigma' = \sigma - u$
- Índice de poros dependiente sólo de la presión efectiva:
$$e = e(\sigma')$$
- Deformaciones unitarias y asientos del esqueleto sólido pe
queñas.
- Suelo isótropo.

La ecuación que resulta a partir de estas hipótesis es la siguiente:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right] = \frac{1}{1 + e_0} \frac{\partial e}{\partial z} \left[\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \right] \quad (\text{II.1})$$

donde k es la permeabilidad, σ la presión vertical total, σ' la efectiva, u la presión intersticial, z la profundidad considerada dentro del estrato compresible; t el tiempo, γ_w el peso específico del agua y e_0 el índice de huecos inicial.

A partir de esta ecuación y haciendo nuevas hipótesis se obtienen las soluciones de Terzaghi y Fröhlich (1936) y la de Davis y Raymond (1965).

En la solución dada por Terzaghi y Fröhlich, los autores suponen:

- La presión vertical es constante en el tiempo para cada punto.
- La derivada $\frac{\partial e}{\partial \sigma'}$ es constante en todos los puntos ($= -a_v$)
- El coeficiente de permeabilidad es constante en todo punto en cualquier instante.

Con estas hipótesis adicionales la ecuación (II.1) se puede

poner:
$$\frac{k(1+e_0)}{\gamma_w a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.2})$$

Teniendo en cuenta la relación existente entre deformación --- (vertical) e índice de poros: $\epsilon = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$ (en la hipótesis de pequeñas deformaciones es: $1+e \approx 1+e_0$), se puede poner:

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial \sigma'} = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{1}{1+e_0} = \frac{a_v}{1+e_0} = m_v = \frac{1}{E_m} \quad (\text{Coeficiente de compresibilidad}).$$

con lo cual, llamando: $C_v = \frac{k}{\gamma_w} \frac{1}{m_v} = \frac{k E_m}{\gamma_w}$
la ecuación (II.2) se expresa:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.3})$$

C_v recibe el nombre de coeficiente de consolidación y se supone que permanece constante durante el proceso de consolidación. $E_m = \frac{1}{m_v}$ se denomina módulo edométrico y también se le supone constante durante el proceso de consolidación.

La ecuación (II.3) ha sido resuelta para distintas distribuciones de sobrepresión intersticial inicial: uniforme, lineal (con drenaje por ambos extremos), senoidal y triangular.

El primer caso (distribución uniforme), el grado de consolidación medio U -relación entre el asiento en un instante t y el final - toma la siguiente expresión:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (\text{II.4})$$

donde:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m+1)$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (\text{Factor de tiempo}).$$

H : espesor del estrato compresible, caso de drenar por una sola cara, ó la mitad del mismo si drena por ambas caras.

La presión intersticial a una profundidad z es:

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} \cos \left(M \frac{z}{H} \right) \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (\text{II.4 bis})$$

siendo u_0 la sobrepresión intersticial inicial.

La solución de (II.3), puesta en la forma adimensional:

$$\frac{\partial^2 u_z}{\partial \left(\frac{z}{H} \right)^2} = \frac{\partial u_z}{\partial T_v}$$

donde u_z es el grado de consolidación a una profundidad z :

$$u_z = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2(-1)^m}{M} \cos \left(M \frac{z}{H} \right) \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (\text{II.5})$$

En el caso de distribución lineal de la sobrepresión intersticial inicial y con drenaje por ambas caras, el grado de consolidación es igual que en el caso de sobrepresión inicial uniforme para un mismo factor de tiempo. En los casos de sobrepresión inicial senoidal ó triangular, la consolidación como puede verse en la Figura II.1 es mas lenta.

La solución dada por Terzaghi-Fröhlich se aproxima bastante a la realidad como se ha podido comprobar en diversos casos en los que -- los asientos se han controlado directamente, cuando se trata de un estrato horizontal de arcilla de pequeño espesor en relación con el área car-

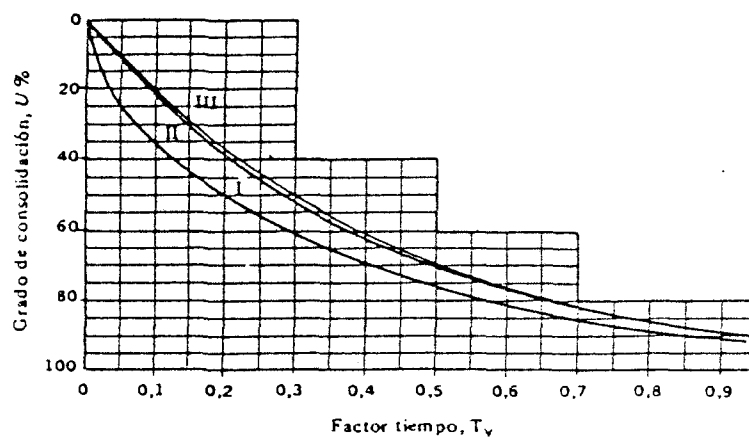
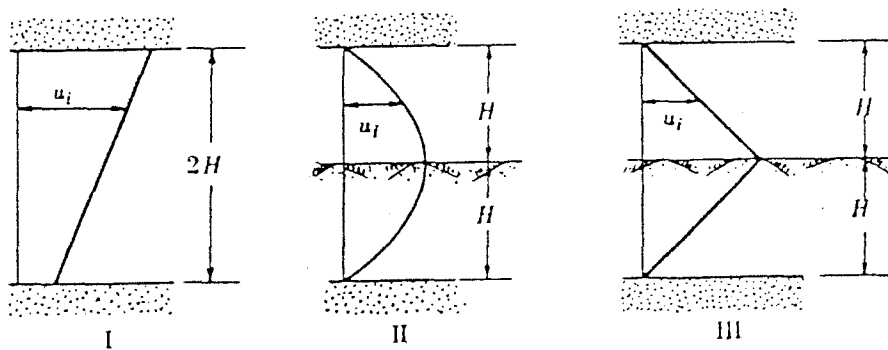


Fig. II.1.- Curvas de consolidación para diversas distribuciones de sobrepresión intersticial inicial, de acuerdo con la teoría de Terzaghi-Frölich. (Tomada de Geotecnia y Cimientos II. J. Salas, J. Alpañés y Serrano).

gada y dicho estrato drena por ambas caras.

Partiendo de la ecuación (II.1.), Davis y Raymond (1965) aportan otra solución a la teoría de la consolidación. Las hipótesis que introducen son las siguientes:

- La relación entre el índice de huecos y la presión efectiva está de acuerdo con la ley:

$$e - e_0 = - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma_0} \quad (\text{II. 6})$$

siendo C_c el índice de compresión y (e_0, σ_0) el índice de huecos y presión efectiva iniciales.

- El coeficiente de consolidación C_v permanece constante durante el proceso de consolidación, variando el coeficiente de compresibilidad m_v con la presión efectiva de acuerdo con la expresión: $m_v = \frac{C}{\sigma'}$ siendo C una constante.

Se admite, por tanto que el coeficiente de permeabilidad disminuye con la presión efectiva.

Con estas nuevas hipótesis la ecuación simplificada de la consolidación toma la forma:

$$-C_v \left[\frac{1}{\sigma'} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \left(\frac{1}{\sigma'} \right)^2 \frac{\partial u}{\partial z} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] = \frac{1}{\sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (\text{II. 7})$$

mediante el cambio de variable:

$$w = \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_p} = \log \frac{\sigma'_p - u}{\sigma'_p}$$

la ecuación anterior se puede expresar:

$$C_v \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} = \frac{\partial w}{\partial t} \quad (\text{II.8})$$

Esta ecuación es idéntica, en cuanto a forma, a la de Terzaghi-Fröhlich.

La solución de (II.8) es (con las condiciones de contorno del edómetro):

$$w = \log \frac{\sigma'_p - u}{\sigma'_p} = \left[\log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_p} \right] \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \left(\sin M \frac{z}{H} \right) \cdot e^{-M^2 T_v} \quad (\text{II.9})$$

donde σ'_0 es la presión efectiva inicial. El grado de consolidación medio que obtiene con esta teoría es el mismo que el expresado anteriormente en la teoría de Terzaghi-Fröhlich.

Hay que señalar que la teoría de Davis y Raymond (1965) está basada en los resultados experimentales sobre arcillas normalmente consolidadas. Burland y Roscoe (1969) han demostrado que para valores de $(\sigma'_p - \sigma'_0)/\sigma'_0$ menores que 0,5 las teorías de Terzaghi-Fröhlich y Davis Raymond proporcionan valores de la presión intersticial con un bu en grado de aproximación, estando más de acuerdo con la realidad la teoría de Davis y Raymond para valores de dicha relación superiores a 1.

B) Ecuación general de la consolidación unidimensional

Gibson, England y Hussey (1967) plantean la ecuación de la consolidación unidimensional de forma menos restrictiva. Siguen manteniendo la hipótesis de estrato arcilloso saturado de débil espesor, por lo que puede despreciarse el peso propio de la misma en relación con -- otras cargas. No admiten la hipótesis de pequeñas deformaciones, y consideran variables durante el proceso de consolidación, tanto la permeabilidad como el módulo de compresibilidad del esqueleto sólido.

Estas nuevas hipótesis conducen a la ecuación más general:

$$\frac{\partial}{\partial a} \left[C_F \frac{\partial e}{\partial a} \right] = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{II.10})$$

donde:

$$C_F(e, e_0) = - \frac{k(e)}{\gamma_w} \frac{(1+e_0)^2}{1+e} \frac{d\sigma'}{de} \quad (\text{II.11})$$

y a la distancia entre el plano de referencia (plano medio del estrato) y el punto considerado al comienzo de la consolidación.

El coeficiente de consolidación C_v y C_F están relacionados mediante: $C_F = \frac{(1+e_0)^2}{(1+e)^2} C_v$. Gibson et al. (1967) han resuelto la ecuación (II.10) para dos hipótesis distintas. En ambos casos se supone que en el estado inicial el estrato ha consolidado bajo una presión q_0 hasta alcanzar el índice de huecos inicial e_0 . La presión se aumenta hasta q_1 lo que dará lugar a un índice de poros e_1 .

En la primera hipótesis, denominada teoría lineal, se supone C_F constante, quedando la ecuación (II.10):

$$C_F \frac{\partial^2 e}{\partial a^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{II.12})$$

El índice de poros de un punto que inicialmente se encuentra a una distancia a del plano medio del estrato es en el instante t :

$$e(a, t) = e_1 + \frac{4}{\pi} (e_0 - e_1) \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{2n+1} \exp[-(2n+1)^2 \pi^2 T_0] \cos\left[\frac{(2n+1)\pi a}{h_0}\right] \quad (\text{II.13})$$

donde h_0 es el espesor del estrato con drenaje por ambas caras y T_0

$$(\text{factor de tiempo}) = \frac{C_F t}{h_0^2}.$$

El grado de consolidación medio viene definido por:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \exp[-(2n+1)^2 \pi^2 T_0] \quad (\text{II.14})$$

La hipótesis hecha para C_F es válida para valores bajos de la relación $\frac{q_1 - q_0}{q_0}$ y estratos poco compresibles.

En la segunda hipótesis denominada teoría no lineal, la ecuación planteada por Gibson et al. se resuelve numéricamente, determinando previamente mediante la experimentación una relación entre C_F y el índice de poros. Admitiendo que esta relación es lineal: $C_F = e_0 + \alpha(e - e_0)$, el grado de consolidación medio puede expresarse:

$$U = \Psi(\lambda, e_1/e_0) T_0^{1/2} \quad (\text{II.15})$$

donde: $\lambda = \frac{\alpha e_0}{C_0 - \alpha e_0}$

$$T_0 (\text{factor de tiempo}) = \frac{C_0 t}{h_0^2} = (1 + \lambda) T$$

$$T = \frac{(c_o - ae_o)}{\lambda_o^2}$$

La función Ψ está determinada para distintas relaciones e_i/e_o y distintos valores de λ (Figura II.2).

La ecuación general de la consolidación unidimensional (II.10) planteada por Gibson et al., también ha sido resuelta por Poskitt (1969). Supone que el índice de huecos varía de acuerdo con: $e = e_o - C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma_o'}$ que es la misma hipótesis hecha por Davis y Raymond. Definiendo como grado de compresión relativo $\mu = \frac{e_o - e}{e_o - e_f}$ (e_f : índice de huecos final), la presión efectiva y la permeabilidad se expresan:

$$\sigma' = \sigma_o' a^\mu ; \quad a = \sigma_f' / \sigma_o' \quad (\sigma_f' : \text{Presión efectiva final})$$

$$k = k_o b^\mu ; \quad b = k_f / k_o \quad (k_o \text{ y } k_f, \text{ permeabilidad inicial y final respectivamente}).$$

Sustituyendo en la ecuación general de la consolidación unidimensional (II.10), se obtiene:

$$C_v \frac{\partial}{\partial a} \left[\frac{(ab)^\mu}{1 - \mu b} \cdot \frac{\partial \mu}{\partial a} \right] = \frac{\partial \mu}{\partial t} \quad (\text{II.16})$$

siendo:

$$C_v = \frac{k_o (1 + e_o) \sigma_o' L (\sigma_f' / \sigma_o')}{\gamma_w (e_o - e_f)}$$

La solución se puede llegar a poner en la forma:

$$\mu = \mu_o + \alpha \mu_1 + \alpha^2 \mu_2 + \dots \quad (\text{II.17})$$

siendo:

$$\alpha = \log(ab) + \beta ; \quad \beta = \frac{e_o - e_f}{1 + e_o}$$

Poskitt ha determinado los valores de μ_o y μ_1 y demuestra que

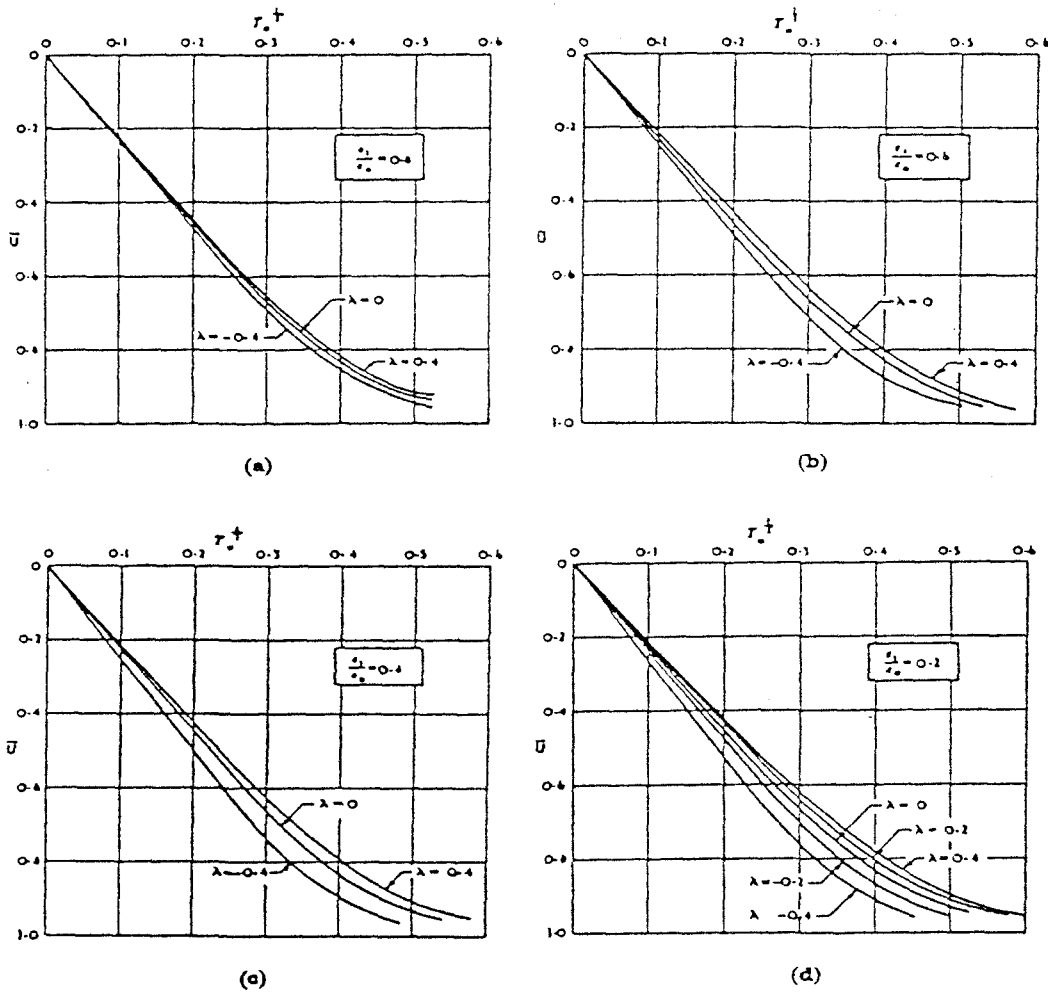


Fig. II.2.- Relación entre el grado de consolidación medio U y el factor de tiempo T_0 para distintos valores de la relación e/e_0 y para $-0,4 \leq \lambda \leq 0,4$ (Gibson et al. 1967).

la solución de (II.6) se puede expresar, con un error aceptable, median

te:
$$\mu = \mu_0 + \alpha \mu_1$$

La presión intersticial está definida por $u = q \frac{a - a^u}{a - 1}$

siendo q el incremento de presión aplicado.

Señalemos finalmente que la solución dada por Poskitt es válida cuando puede despreciarse la viscosidad estructural.

II.2.3.- Sistemas multicapas. Métodos numéricos

Con bastante frecuencia nos encontramos en la naturaleza varios niveles superpuestos con naturaleza y comportamiento geotécnico diferente, por lo que las teorías expuestas no son, en general, directamente aplicables. Las condiciones generales que hay que imponer a un sistema multicapa son:

- Ecuación de la consolidación en cada capa.
- Continuidad para los caudales al pasar de una a otra capa.
- Condiciones de los límites del sistema multicapa.

Como puede apreciarse, el problema es complejo y sólo está resuelto analíticamente en algunos casos, por lo que normalmente es necesario acudir a métodos numéricos planteados en diferencias finitas ó

elementos finitos. Diversos tratamientos por métodos numéricos pueden verse entre otros en Gibson (1958); Abbott (1960); Schiffman y Gibson (1964); Scott (1963); Koppula y Morgenstern (1972); Christian y Bochmer (1970, 1972); Desai (1976); Magnan, Bagheri, Brucy y Tavenas (1979).

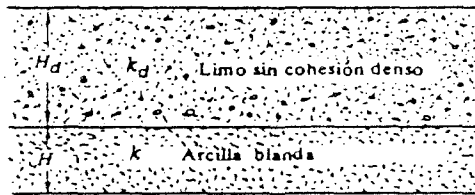
A título de ejemplo, veamos un caso particular de la consolidación de dos capas contiguas resuelto por Gray (1944). Consideremos dos capas, una de limo denso de espesor H_d y permeabilidad k_d y otra inferior de arcilla blanda de espesor H y permeabilidad k , siendo la primera prácticamente incompresible en relación con la segunda. Siendo: $R = \frac{H}{H_d} \frac{k}{k_d}$, el grado de consolidación U de la capa compresible está dado en forma de curvas por Shields (1963) en función de T_v y R , como se muestra en la Figura II.3.

La evolución de los asientos de un sistema constituido por n capas con coeficientes de consolidación C_{vi} y espesores h_i , puede estimarse, con las hipótesis de Terzaghi-Fröhlich, considerando un estrato único de espesor $H = \sum h_i$, homogéneo, con un coeficiente de consolidación aparente $C_{va} = \frac{H^2}{\left[\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]^2}$

En un caso de deformación plana en el que la ecuación diferencial que rige el proceso de consolidación es:

$$C_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.17}) \quad \begin{array}{l} \text{(Obtenida a partir de la teoría de Terzaghi-Rendulic de consolidación tridimensional).} \end{array}$$

podemos expresar en diferencias finitas:



Consolidación de dos capas contiguas

$$R = \frac{H}{H_d} \frac{k_d}{k}$$

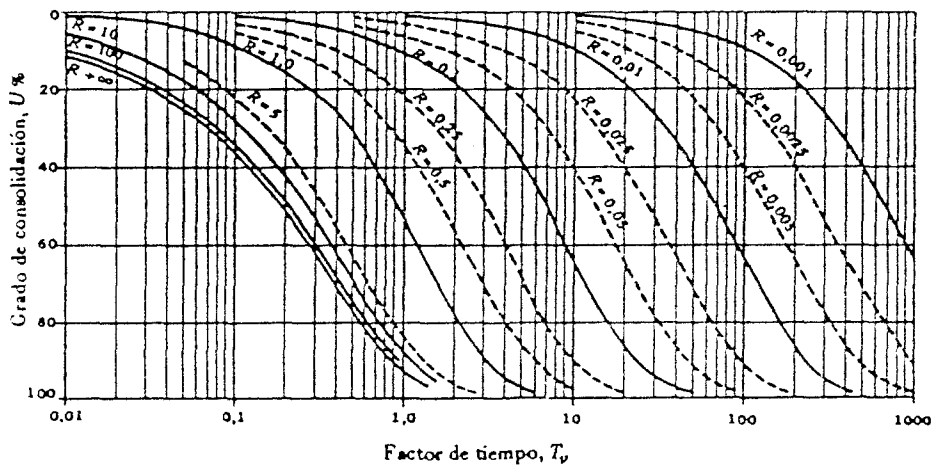


Fig. II.3.- Consolidación de una capa compresible adyacente a otra incompresible. (Shields, 1963). (Figuras tomadas de Geotecnia y Cimientos II. J. Salas, J. Alpañés y Serrano).

$$u_{0,t+\Delta t} = u_{0,t} + \frac{C_x \Delta t}{\Delta x^2} (u_{1,t} + u_{3,t} - 2u_{0,t}) + \frac{C_y \Delta t}{\Delta y^2} (u_{2,t} + u_{4,t} - 2u_{0,t})$$

Escogiendo $\Delta x, \Delta y, \Delta t$, de forma que $C = \frac{C_x \cdot \Delta t}{\Delta x^2} = \frac{C_y \cdot \Delta t}{\Delta y^2}$

podemos escribir:

$$u_{0,t+\Delta t} = u_{0,t} + C \left(\sum_{i=1}^4 u_{i,t} - 4u_{0,t} \right) \quad (\text{II.18})$$

ecuación que nos permite conocer las presiones intersticiales en un instante cualquiera a partir de las iniciales.

Se requiere para la estabilidad de la solución, que $C > 0.25$.

En un límite permeable $u=0$ y en uno impermeable $\frac{\partial u}{\partial s} = 0$ (s, dirección normal a dicho límite).

II.2.4.- Carga variable en el tiempo

Cuando el tiempo que dura una construcción es pequeño, se puede, en general, dependiendo de la permeabilidad del estrato comprensible y de su espesor, suponer que la aplicación de cada incremento de presión es instantáneo y que el grado de consolidación al final de la construcción es pequeño. Cuando esto no es así, debido sobre todo a largos periodos de construcción, es necesario tener en cuenta la variación de la presión en el tiempo.

El caso de una variación lineal de la carga en el tiempo, ha sido resuelto por Schiffman (1960) y Lumb (1963); en Peignand (1971) -- puede verse un completo desarrollo de la teoría que rige el proceso de consolidación. Siendo $p(t)$ la carga variable, la ecuación que rige el proceso es:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial p}{\partial t} \quad (\text{II.19})$$

Para una carga que varia linealmente con el tiempo, la presión intersticial en un punto y en un instante determinado viene dada por las expresiones:

$$u = \frac{p_0}{T_0} \left[\frac{z}{H} - \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} \right)^2 - f \left(\frac{z}{H}, T_v \right) \right] ; 0 \leq T_v \leq T_0 \quad (\text{II.20})$$

$$u = \frac{p_0}{T_0} \left[f \left(\frac{z}{H}, T_v - T_0 \right) - f \left(\frac{z}{H}, T_0 \right) \right] ; T_v \gg T_0 \quad (\text{II.21})$$

donde, p_0 es la presión al término de la construcción, T_0 el factor de -- tiempo correspondiente y H la mitad del estrato compresible y drenado por ambas caras. La función $f \left(\frac{z}{H}, T_v \right)$ puede verse tabulada en Peignaud (1971) (según Schiffman), así como el grado de consolidación (según -- Lumb). Estos valores están dados por:

$$U = \frac{1}{T_0} \left[T_v - \frac{1}{3} + \frac{32}{\pi^4} \exp \left(-\frac{\pi^2}{4} T_v \right) \right] ; 0 \leq T_v \leq T_0 \quad (\text{II.22})$$

$$U = 1 - \frac{1}{T_0} \frac{32}{\pi^4} \left(\exp \left(-\frac{\pi^2}{4} T_v \right) \right) \left(\exp \left(\frac{\pi^2}{4} T_0 \right) - 1 \right) ; T_v \gg T_0 \quad (\text{II.23})$$

Si la carga no variase linealmente con el tiempo, puede aplicarse el principio de superposición y asimilar la curva de carga a una sucesión de segmentos de recta.

II.2.5.- Teorías que consideran la viscosidad estructural

Diversas observaciones de Buisman sobre arcillas orgánicas y turbas pusieron de manifiesto una prolongación de los asientos en un estrato arcilloso, cuando, según la teoría de Terzaghi-Fröhlich, estos deberían haber terminado. Esto dió lugar a que se denominase asiento de consolidación secundaria al producido una vez que se han disipado las presiones intersticiales según la teoría de Terzaghi-Fröhlich. Buisman propuso la siguiente expresión empírica para la consolidación secunda-

daria:

$$\Delta H = H c_u \log \frac{t}{t_{100\%}} \quad (\text{II.24})$$

siendo C_u un coeficiente de consolidación secundaria (que puede determinarse en un ensayo edométrico prolongado), H el espesor de la capa -- compresible, t el tiempo considerado y $t_{100\%}$ el tiempo en el que se han disipado las presiones intersticiales - final de la consolidación primaria - según Terzaghi-Fröhlich. Los trabajos de Koppejan (1948) condujeron a otra expresión dependiente también del logaritmo del tiempo (tiempo transcurrido desde el final de la consolidación primaria):

$$\Delta H = H \cdot 2,3 \left[\frac{1}{C_p} + \frac{1}{C_s} \log t \right] \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \quad (\text{II.25})$$

Los coeficientes C_p y C_s se determinan en ensayos edométricos de larga duración.

Ambas leyes son de tipo empírico y tienen el inconveniente de proporcionar un asiento que crece indefinidamente con el tiempo. Otros autores, entre ellos Zeevaert (1953) dan un tratamiento semirico-ríco al problema. Más recientemente Perez Rodriguez (1979), propone una ley de la forma:

$$\delta = \delta_i + a e \log \frac{1+b}{1+b \frac{t_i}{t}} \quad (\text{II.26})$$

donde δ_i es el asiento inicial; a la tangente del ángulo que forma con la horizontal la parte recta de la curva de consolidación; e y b coeficientes; t_i tiempo en el que se completa la consolidación inicial y correspondiente al origen de abscisas. Esta expresión difiere de otras anteriores en que para un tiempo infinito proporciona un asiento finito. Los --

trabajos de Perez Rodriguez sehan llevado a cabo sobre muestras remoldeadas de caolin con un grado de saturación lejano al 100%.

Estudios relacionados con la estructura del esqueleto sólido, condujeron ala conclusión de que el reagrupamiento delas partículas sólidas, subsiguiente a la expulsión de agua iba acompañado de una cierta - viscosidad, es decir, de una resistencia a desplazarse de su posición - primitiva (Lopez Pita, 1973). Algunas de las principales ideas, destacadas por J. Salas y J. Alpañés (1971), en relación con la viscosidad - de las partículas (aún cuando empleen el término de consolidación secundaria) son las siguientes:

- La consolidación secundaria es muy importante para razones del incremento de presión pequeñas (Newland y Allely, 1960; Leonards y Girault, 1961; Barden, 1968).
- La consolidación secundaria es más importante en muestras de pequeño espesor (Barden, 1968).
- La consolidación secundaria aumenta al aumentar el coeficiente de consolidación del suelo (J. Salas y Serratosa, 1953).
- La consolidación secundaria, debido en parte a la propiedad anterior, es muy importante en suelos con materia orgánica y especialmente en la turba.

El primer tratamiento teórico que considera los fenómenos de viscosidad estructural fué desarrollado por Taylor y Merchant (1940) y está basado en estudios previos de Merchant (1939). El modelo reológico adoptado por Taylor y Merchant, conocido como teoría A, es equivalente a un muelle (cuerpo de Hooke, Figura II.4) en serie con un acoplamiento en paralelo de un muelle y un amortiguador (cuerpo de Kelvin, Figura II.5). En 1942, Taylor desarrolló la que se conoce como teoría B, adoptando como modelo reológico un cuerpo de Kelvin. Otras teorías, Ishii (1951), Tan (1957), Gibson y Lo (1961) son equivalentes a la teoría A.

Los modelos comentados están basados en un comportamiento lineal del amortiguador. Sin embargo diversos ensayos realizados por Schmid, Klausner y Whitmore (1960) y consideraciones teoricas de Rosenquist (1963) acerca de la no linealidad de la viscosidad estructural, condujeron a la adopción de modelos en los que se considera un comportamiento no lineal del amortiguador.

Barden (1965), establece (ver Figura II.6):

$$\frac{e_1 - e_2}{a} = \frac{e_1 - e}{a} + \tau + a \quad (\text{II.27})$$

de donde: $(e - e_2) = a(\tau + a) \quad (\text{II.28})$

siendo a el coeficiente de compresibilidad volumétrica, τ la resistencia viscosa del esqueleto sólido y u el exceso de presión intersticial. Para τ adopta la expresión empírica propuesta por Ostwald: $\tau = b \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)^{1/n}$, ($n > 1$), con lo que (II.28) se puede escribir:

$$e - e_2 = a \left[u + b \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)^{1/n} \right] \quad (\text{II.29})$$

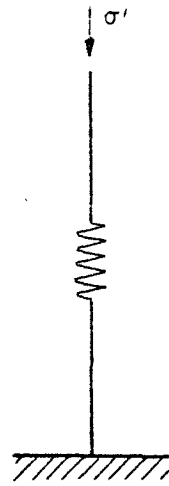


Fig. II.4.- Cuerpo de Hooke.

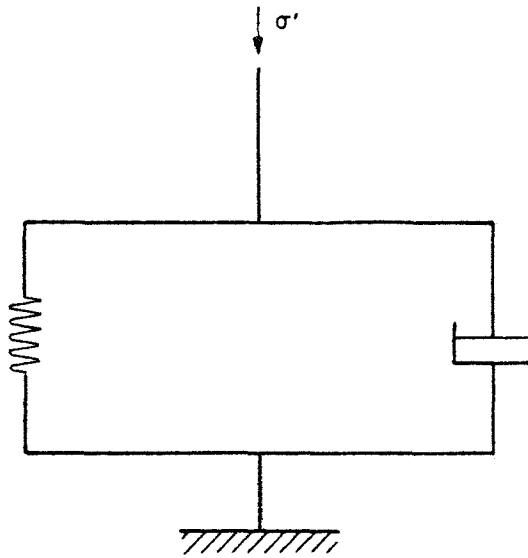


Fig. II.5.- Cuerpo de Kelvin.

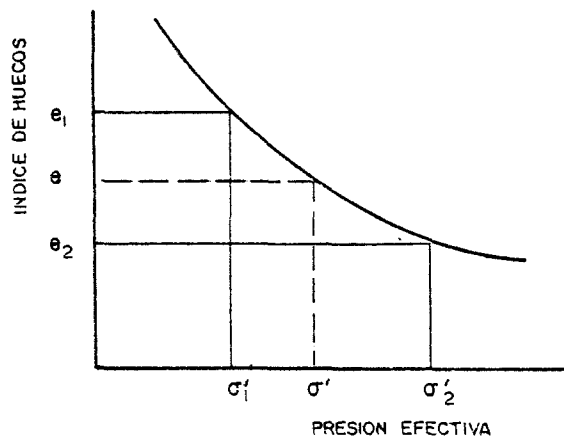


Fig. II.6.- Relación no lineal entre e y σ' .
(Barden, 1965).

Partiendo de la ecuación de la consolidación unidimensional:

$$c \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{II. 30})$$

donde $c = \frac{k}{\gamma_w} (1+e_0)$ se supone constante para pequeños incrementos de presión, se obtiene la siguiente ecuación diferencial adimensional, - que puede ser resuelta por el método de diferencial finitas:

$$\frac{\partial \lambda}{\partial T} = - \frac{1}{R} (\lambda - u')^n \quad (\text{II. 31})$$

donde:

$$\lambda = 1 - \mu = 1 - \frac{e_1 - e}{e_1 - e_2} = \frac{e - e_2}{e_1 - e_2} = \frac{e'}{a \Delta \sigma'}, \quad (\mu \text{ grado de consolidación}).$$

$$u' = \frac{u}{\Delta \sigma'}, \quad \Delta \sigma' = \sigma'_2 - \sigma'_1$$

$$R = \frac{c b^n}{H^2 (\Delta \sigma')^{n-1}} \quad ; \quad T = \frac{c}{a} \cdot \frac{t}{H^2}$$

H : Mitad del espesor del estrato. comprensible, drenado por ambas caras.

Al principio de la consolidación, cuando μ es pequeña, la velocidad de consolidación está gobernada por la disipación de la presión intersticial, mientras que al finalizar el proceso, la velocidad de consolidación es prácticamente independiente de la presión intersticial, siendo μ grande y u pequeña. Posteriormente, Barden (1968), - adopta la expresión propuesta por Christensen y Wu (1964) $de/dt = -\beta sh(\alpha \tau)$ que es equivalente a un conjunto de cuerpos de Kelvin dispuestos en serie. Este modelo conduce a ecuaciones que confirman las ideas anteriores sobre el proceso de consolidación.

Lo (1961), amplía la teoría desarrollada en el mismo año - por Gibson y Lo. La ecuación propuesta por Gibson y Lo (1961) es:

$$e(t) = \Delta\sigma \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b}t} \right) \right]; t \gg t_a \quad (\text{II.32})$$

El modelo corresponde a la conexión en serie de un cuerpo de Hooke y otro de Kelvin, siendo a y b las características del primer y segundo muelles y λ del amortiguador; t_a es el tiempo que tarda en disiparse la presión intersticial. Sin embargo Lo (1961) señala que este modelo no cubre todos los tipos de curvas que se pueden presentar al considerar la consolidación secundaria, en concreto las del tipo III (Figura II.7) Para ello propone la siguiente ley:

$$e(t) = \Delta\sigma \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b}t} \right) + b_1 \left(1 - e^{-\frac{\lambda_1}{b_1}(t-t_k)} \right) \right]; t \gg t_k \quad (\text{II.33})$$

siendo t_k el tiempo a partir del cual se observa un cambio brusco en la curva de consolidación. La ley propuesta corresponde a un elemento de Hooke acoplado en serie con dos elementos de Kelvin, entre los que -- existe un elemento que actúa de la siguiente forma: hasta alcanzar un cierto nivel de deformación es rígido y $\Delta\sigma$ se transmite sólo al primer cuerpo de Kelvin. Sobrepasado ese umbral de deformación, dicho elemento deja de actuar y la carga se transmite al segundo elemento de Kelvin, pasando a sumarse las deformaciones de ambos. Las características de los distintos elementos se muestran en la Figura II.8.

Otros modelos propuestos, pueden verse en Schiffman et al. (1964); Barden (1968); Poskitt (1969); Berry y Poskitt (1972) (para turbas granulares); Zeevaert (1973); Manzanares (1972); Aboshi (1973, 1981); Mesri y Choi (1979); Sekiguchi y Toriihara (1976); Yasuhara (1979, 1980). Sobre suelos parcialmente saturados existen también destacadas investigaciones tanto teóricas como experimentales entre las que cabe citar, Yoshimi y Osterberg (1963); Matyas y Radhakrishna (1968); Lloret et al.

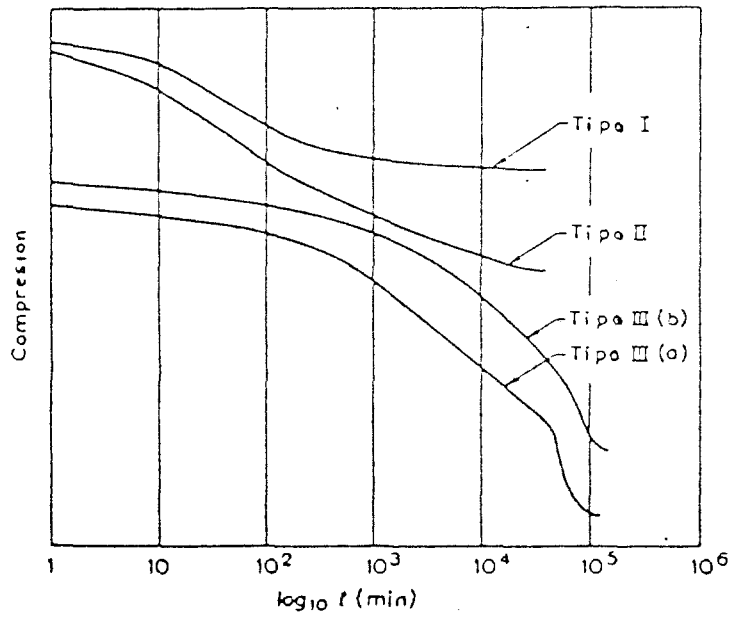
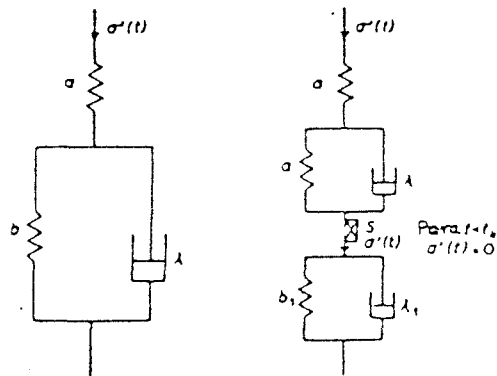


Fig. II.7 .- Tipos de curvas en la consolidación secundaria (Tomada de Lo, 1961).



a) Modelo de la teoría de Gibson y Lo.

b) Modelo de la teoría modificada de Lo (1961).

Fig. II.8 .- Representación esquemática de la consolidación secundaria (Lo, 1961).

(1979); LLoret y Alonso (1980) (con posibilidad de análisis de fenómenos de hinchamiento y colapso) y el ya citado de P. Rodriguez (1979).

II.2.6.- Consolidación tridimensional

Como se ha visto en los puntos anteriores se han desarrollado un elevado numero de teorías, cuyo punto de partida es la de Terzaghi-Fröhlich, y en las que el flujo de agua se considera unidireccional. Esta hipótesis resuelve el problema de la determinación de asientos y velocidad con que se producen en gran número de casos, con mayor o menor aproximación según la teoria adoptada, sin embargo no se adapta totalmente a la realidad, por lo que algunos autores abordan el fenómeno de la consolidación con mayor generalidad. Las teorías desarrolladas, considerando unicamente la consolidación primaria, son fundamentalmente, las debidas a Terzaghi-Rendulic (1936), conocida como teoria pseudotridimensional y la debida a Biot (1941).

Las hipótesis que se hacen en la teoria de Terzaghi-Rendulic son las siguientes:

- 1^a) Suelo homogéneo y saturado
- 2^a) Incompresibilidad de granos de suelo y del agua.
- 3^a) Validez del calculo infinitesimal al proceso considerado.
- 4^a) Validez de la ley de Darcy.
- 5^a) El análisis se realiza para pequeñas deformaciones.
- 6^a) Existencia de tres planos de simetria, ortogonales entre si.

- 7²) Los coeficientes de permeabilidad permanecen constantes según las direcciones definidas por la intersección de los planos ortogonales del punto anterior.
- 8²) La deformación unitaria volumétrica es función lineal de las presiones efectivas.
- 9²) La carga externa, de aplicación instantánea, es constante en el tiempo, permaneciendo constantes las tensiones totales principales durante la consolidación.

Con estas hipótesis, la ecuación que se plantea es:

$$C \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.34})$$

donde x, y, z definen las direcciones principales y el coeficiente C viene dado por la expresión:

$$C = \frac{k E'}{3 \gamma_w (1 - 2\nu')} \quad (\text{II.35})$$

donde E' es el módulo de deformación con drenaje y ν' el coeficiente de Poisson correspondiente a tensiones efectivas.

En la teoría de Biot (1941) se mantienen las siete primeras hipótesis y las 8²) y 9²) pasan a ser:

- 8²) El esqueleto del suelo se comporta como un sólido elástico e isotropo.
- 9²) La carga externa, de aplicación instantánea, permanece -- constante en el tiempo, pero las tensiones totales principales varían durante el proceso de consolidación.

Determinando la variación de volumen del esqueleto sólido según las leyes de la elasticidad, se obtiene la siguiente ecuación diferencial:

$$C \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{3} \frac{\partial (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{\partial t} \quad (\text{II.36})$$

donde C toma el mismo valor que en (II.35) y $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ son las tensiones principales.

La ecuación (II.36) ha sido resuelta para algunos casos particulares, siendo uno de los más importantes el de la cimentación rectangular en una arcilla homogénea.

Existen dos casos en los que la ecuación II.36 admite simplificaciones importantes, dando lugar a las teorías de consolidación bidimensional y consolidación radial.

A) Consolidación bidimensional

Lo que se conoce como consolidación bidimensional, no es más que un caso particular de las teorías de consolidación tridimensional, imponiéndole la condición de deformación plana. Así, con las hipótesis de la teoría de Terzaghi-Rendulic se puede establecer la ecuación diferencial:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z \frac{\partial u}{\partial z} \right] = C \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.37})$$

siendo: $C = \frac{2(1-2\nu')(1+\nu')\gamma_w}{E'}$

Partiendo de las hipótesis de Biot, la ecuación diferencial que resulta es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z \frac{\partial u}{\partial z} \right] + Q = c \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.33})$$

donde: $Q = \frac{2(1-2\nu')(1+\nu')\gamma_w}{E'} \frac{\partial(\sigma_x + \sigma_z)}{\partial t}$

teniendo c la expresión indicada más arriba.

Son diversos los casos que se pueden asimilar al de consolidación bidimensional como aquellos en los que una dimensión de la superficie cargada es mucho mayor que la otra (por ejemplo carga uniforme en faja).

B) Consolidación radial

La teoría de consolidación radial es el otro importante caso que se puede desarrollar a partir de la teoría de consolidación tridimensional, sin más que imponer las condiciones de simetría axial.

Considerando la simetría axial y expresando en coordenadas cilíndricas (r, φ, z) la ecuación (II.34) de Terzaghi-Rendulic, se obtiene la ecuación diferencial de la consolidación radial:

$$C_{vr} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.39})$$

siendo:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

$$C_{vr} = \frac{C_v}{n}$$

(coeficiente de consolidación con drenaje radial).

$$n = \frac{k}{k_r} \quad (\text{Relación entre los coeficientes de permeabilidad en dirección vertical y radial}).$$

La consolidación radial plana es un caso particular en el que no existe flujo vertical de agua. La ecuación (II.39) se transforma entonces en:

$$C_{vr} \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.40})$$

El grado de consolidación corresponde al flujo tridimensional, U , puede ponerse en función del grado de consolidación correspondiente al flujo radial, U_r , y al flujo vertical, U_z , (Carrillo, 1942), expresándose la relación:

$$1 - U = (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (\text{II.41})$$

Esta teoría ha tenido y tiene un gran desarrollo práctico en la aceleración de la consolidación de un estrato arcilloso utilizando drenes verticales de arena. Una aplicación puede verse en A. Biarge -- (1967).

II.3.- MEDIDA DE LOS PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA DEFORMABILIDAD

En el apartado anterior se han citado ó comentado las teorías más importantes en relación con la deformabilidad de suelos con un comportamiento fundamentalmente cohesivo, en las cuales, como hemos visto, es necesario conocer algunos parámetros para su aplicación a la determinación de movimientos en el suelo y duración de los mismos. Por ello y para completar la visión general del estado actual de conocimientos encaminados a la predicción de movimientos en suelos cohesivos, comentaremos en este punto los medios más empleados en la determinación de esos parámetros, indicando sus posibilidades y fiabilidad. Señalaremos finalmente algunas de las tendencias actuales en orden a la previsión de movimientos.

II.3.1.- Células edométricas

El primer antecedente de las actuales y conocidas células edométricas de Casagrande hay que buscarlo en el aparato ideado por Reinke en (1839) para el estudio del entumecimiento, en contacto con agua, de algunos geles y tejidos vegetales (J. Salas y J. Alpañes, 1971). Sin embargo los primeros edómetros utilizados en el estudio de suelos fueron contruidos por Frontard en 1910 y Terzaghi en 1921, habiéndose empleado el diseñado por este último autor en el estudio del entumecimiento de arcillas.

El edómetro de Casagrande es suficientemente conocido, por lo

que no entramos en su descripción. Sus limitaciones más importantes son: que no permite el control del drenaje ni la medida de presiones intersticiales. La carga se aplica de forma discontinua, por escalones, lo que puede causar perturbaciones en la pastilla de suelo debida al impacto, hecho que es importante en suelos susceptibles. El inconveniente debido a la fricción lateral puede practicamente eliminarse, lubricando interiormente el anillo con grasa de silicona. No obstante y con los inconvenientes señalados, es posible determinar las curvas de consolidación correspondientes a cada escalón de carga, y llegar a representar la curva edométrica del ensayo correspondiente a los escalones de carga aplicados (normalmente se duplica la carga del escalón anterior). En esta curva edométrica se presenta el asiento ó la deformación unitaria ó bien el índice de huecos frente a la presión aplicada, que se supone que será la efectiva al finalizar el escalón. El módulo edométrico correspondiente a cada escalón se determina como cociente entre los incrementos de presión y deformación. El coeficiente de consolidación se determina a partir de las curvas asiento-tiempo, normalmente mediante las construcciones de Taylor o Casagrande. En ensayos de larga duración, manteniendo los escalones de carga un tiempo superior a las 24 horas habituales, puede observarse el comportamiento de la muestra una vez que se han disipado las presiones intersticiales y estimar los coeficientes de consolidación secundaria de las teorías expuestas en el punto anterior ó los coeficientes que intervienen en las teorías que consideran fenómenos de viscosidad estructural.

Si bien la concepción de la célula edométrica diseñada por Ca

sagrande se ha mantenido, ha mejorado en orden a evitar medir deformaciones que no sean las propias de la pastilla de suelo durante el proceso de consolidación. Para ello se han construido anillos, células y bases de apoyo de las mismas cada vez más rígidas, mejorándose asimismo los dispositivos de medida de asientos. Estas cuestiones deben ser tenidas muy en cuenta al ensayar suelos duros, ya que las deformaciones propias del aparato pueden llegar a ser un porcentaje muy importante de -- las totales registradas. En cualquier caso es conveniente conocer esas deformaciones propias del edómetro y tenerlas en cuenta al momento de -- de dibujar la curva edométrica.

En 1966, Rowe y Barden diseñaron un edómetro en el que la carga se aplica por medio de presión de agua que actúa sobre un gato de goma ondulada. En la Figura II.9, puede verse el esquema de esta célula, en la que puede apreciarse que el drenaje se efectúa por la cara supe--rior, siendo posible la medida de la presión intersticial en el centro de la base inferior a través de una pequeña piedra porosa. El edómetro presenta algunas mejoras sobre los edómetros clásicos; permite el control de las condiciones de drenaje, así como la saturación de la muestra mediante contrapresión de agua. La medida de la presión intersticial en la base inferior supone un avance en cuanto al control de presiones y disipación de la presión intersticial. Otros detalles sobre esta célula edométrica y la de Casagrande pueden verse en J. Salas y J. - Alpañes, 1971 (Geotécnica y Cimientos I, Cap. V) y en Rowe y Barden , - 1966 (A new consolidation cell).

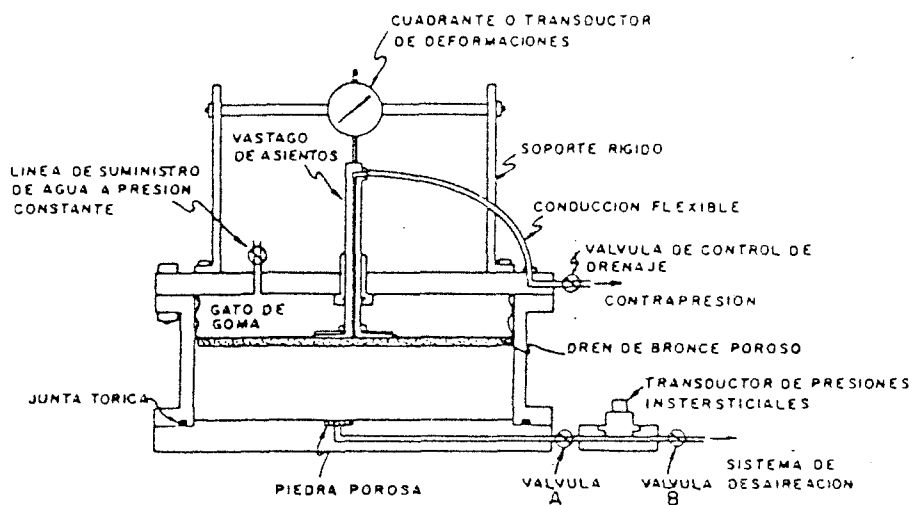


Fig. II.9.- Célula de consolidación de Rowe y Barden (1966)
 (Tomada de Geotecnia y Cimientos I. J. Salas y J. Alpañés).

Durante los últimos años de la década de los sesenta y primeros de los setenta se desarrollaron diversas alternativas a los ensayos de consolidación de tipo convencional. Los más importantes métodos desarrollados son: ensayo de consolidación a velocidad de deformación constante (Smith y Wahls, 1969; Wissa et al., 1969), ensayo de gradiente controlado (Lowe, Jonas y Obrician, 1969) y ensayo de consolidación a velocidades de carga constante (Aboshi, Yoshikumi y Maruyama, 1970). Entre las características comunes a estos métodos de ensayos podemos citar una apreciable reducción del tiempo de ensayo y un mayor control de las variables que gobiernan el mismo. La curva que relaciona el asiento, deformación ó índice de huecos frente a la presión efectiva queda definida -- por tantos puntos como se deseen, lo que redundo, entre otras cosas, en unas claras ventajas en el estudio de la presión de preconsolidación.

En el ensayo de gradiente controlado la velocidad de deformación es ajustada continuamente para mantener una presión intersticial constante en la base de la probeta. En el ensayo desarrollado por Aboshi et al., este se realiza bajo una velocidad de carga constante, mientras que en el ensayo diseñado por Smith y Wahls, y Wissa et al. es la velocidad de formación la que se mantiene constante durante el proceso de carga.

Las tres formas de ensayo mencionadas son realizadas, por tanto, mediante la aplicación de una carga continua, siendo la velocidad de aplicación de la misma uno de los principales factores a tener en cuenta en la interpretación de estos ensayos, durante cuya ejecución se re-

gistran de forma automática los diversos parámetros que controlan el proceso de consolidación, lo cual supone un significativo avance respecto de los ensayos de consolidación convencionales. Igual que en estos últimos, durante un determinado momento del proceso de carga esta puede ser mantenida para poder estudiar la disipación de presiones de agua así como el comportamiento posterior de la pastilla de suelo durante la consolidación secundaria.

Quizás el que ha alcanzado un mayor y posterior desarrollo de los tres ha sido el ensayo de consolidación bajo velocidad de deformación constante (C.R.S.). Por haber sido uno de los ensayos utilizados en esta investigación y puesto a punto durante la misma, por primera vez en España, en el Apendice I se ha desarrollado la formulación matemática del proceso de consolidación bajo condiciones de velocidad de deformación constante. En la Figura V.3 puede verse el esquema de la célula edométrica utilizada en esta investigación.

Además de los referidos ensayos edométricos en los que es posible la determinación del módulo edométrico de una pastilla de suelo bajo determinadas condiciones de carga, se practican otros ensayos de laboratorio que permiten estimar la deformabilidad de un suelo arcilloso, si bien es a partir de ensayos edométricos con los que se determinan los parámetros que intervienen en las ecuaciones que rigen los procesos de consolidación.

En las células de compresión triaxial se pueden determinar el módulo de deformación de una probeta cilíndrica correspondiente a un de terminado nivel de deformación axial. El módulo de deformación determinado a partir de la curva tensión desviadora - deformación axial en un ensayo de deformación controlada dependerá de la forma de conducir el - ensayo, en el que se pueden reproducir con bastante aproximación las -- condiciones del terreno en algunos tipos de suelos. Las variables sobre las que pueden actuar son: la presión de consolidación previa a la aplicación del desviador, el cual puede actuar en condiciones de drena je o sin drenaje, simulando procesos de carga lentos ó rápidos respectivamente.

II.3.2.- Métodos indirectos y directos

Diversos métodos que permiten la evaluación de la deformabilidad de un suelo "in situ" han sido desarrollados en las dos últimas décadas, los cuales podemos clasificar en indirectos y directos.

Entre los métodos indirectos, los cuales no están basados en ninguna relación tensodeformacional, cabe señalar los ensayos de pene tración estática y dinámica y la sísmica de refracción. En realidad, - estos métodos se han desarrollado con objetivos, distintos de la obten ción de módulos de deformación del terreno. Sin embargo a partir de las consideraciones teoricas de Buisman y la experiencia acumulada se han propuesto varias relaciones entre la resistencia a la penetración está tica y el módulo edométrico del suelo. Así mismo, admitiendo un compor

tamiento elástico del suelo, se pueden determinar el módulo de deformación dinámico y coeficiente de Poisson a partir de la velocidad de propagación de ondas longitudinales y transversales en el terreno.

La teoría de Buisman establece la siguiente relación entre el módulo edométrico E_o y la resistencia a la penetración estática R_p : --- $E_o = \alpha R_p$. Buisman estableció esta fórmula para arenas no muy compactas - habiéndose extrapolado por diversos autores a otros tipos de suelos. Algunos valores de α para suelos con comportamiento algo ó fundamentalmente cohesivo son los siguientes: Kerisel admite $\alpha = 3$ a 4 (arcillas de Londres); Sanglerat (1965, 1971) da para arenas arcillosas u arcillas poco compactas un valor de α comprendido entre 2 y 5 (para $1 < R_p < 3 \text{ MPa}$) y comprendido entre 5 y 10 con R_p inferior a 1 MPa en arcillas medias. Bachelier y Parez (1965) a partir de un estudio estadístico obtienen los siguientes valores: $2 < \alpha < 4$ (arenas arcillosas); $2,5 < \alpha < 4$ (limos - arcillosos); $3 < \alpha < 5$ (arcillas compactas y margas).

La relación entre el módulo edométrico de un suelo y la resistencia a la penetración dinámica pasa por una correlación previa entre la resistencia a la penetración estática y el golpeo N en el ensayo S. P.T. ó el obtenido en otro tipo de penetrómetro dinámico (por ejemplo del tipo de la casa sueca Borro, que es uno de los más utilizados en España). Esta correlación ha sido normalmente para suelos granulares; Schemertmann (1970) señala para limos ligeramente coherentes un valor de $n = 2$ ($R_p = nN$). No existen apenas correlaciones entre R_p y N en suelos cohesivos ex

cepto para suelos muy tipificados - probablemente debido a la dificultad de interpretación del ensayo S.P.T. en suelos arcillosos. Teniendo en cuenta lo expuesto, consideramos que no es muy recomendable estimar el módulo edométrico de un suelo cohesivo apartir de ensayos de penetración dinámica.

Los métodos directos que valoran la deformabilidad de un suelo "in situ", a diferencia de los métodos indirectos, están basados en relaciones tensión-deformación. Los más difundidos son el ensayo presio métrico de Menard y el ensayo de carga con placa.

En el ensayo de Menard (1957; 1961; 1971) basado en el más ru dimentario de Kogler (1938), se mide la presión ejercida contra las pare des de una perforación practicada en el terreno, según el esquema indicado en la Figura II.10 Algunos de los inconvenientes de este ensayo, con sistentes en la alteración y decompresión de las paredes del sondeo, pro ducidas antes de introducir la célula de medida, se han corregido en los dilatómetros del Laboratorio de Ponts et Chaussées de Paris (Baquelin et al., 1972) y en el de Cambridge; ambos son autoperforadores, disponiéndolo el primero de un sistema de medida de la presión intersticial en el suelo y el segundo de unas células de medida de la presión lateral.

Los resultados del ensayo de Menard se pueden expresar por - una curva como la representada en la Figura II.11, en la que se expresa el incremento total de volumen 60 segundos después de aplicar la pre sión, siendo p_0 , la presión del terreno en equilibrio; p_f la presión de fluencia que separa la fase pseudoplástica de plástica, durante la cual,

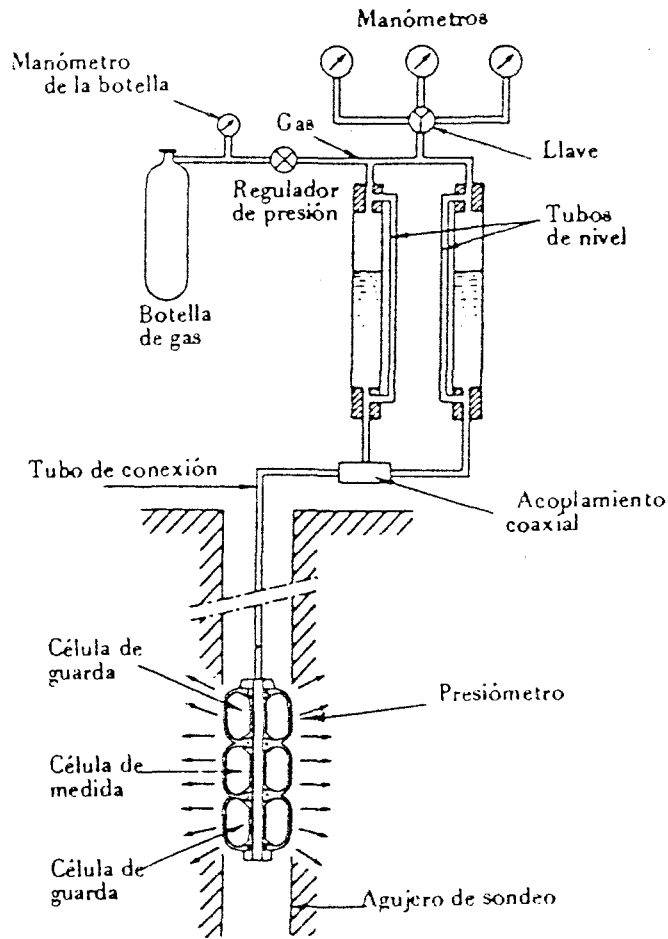


Fig. II.10.- Esquema del presiómetro de Menard.

(Tomada de Geotécnia y Cimientos II. J. Salas, J. Alpañés y Serrano).

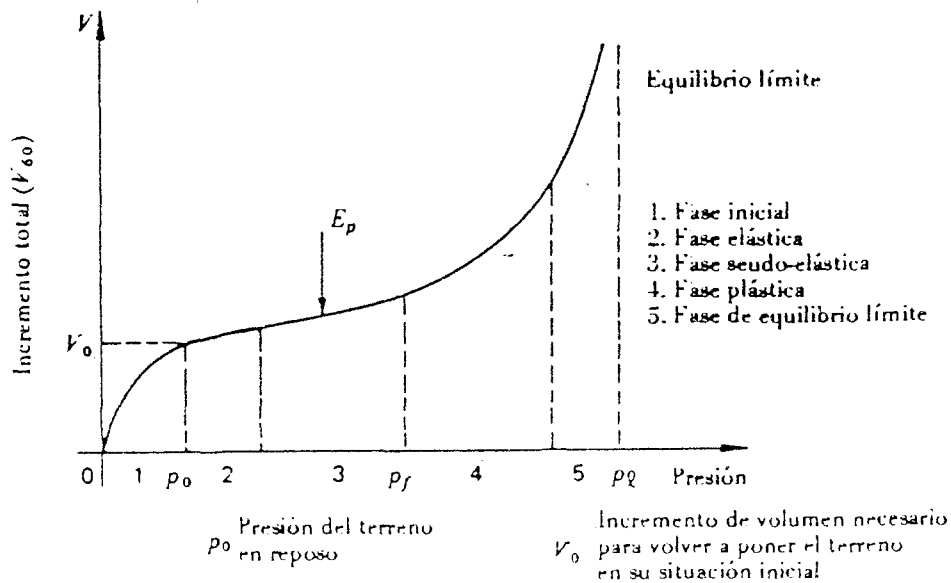


Fig. II.11.- Representación de los resultados del ensayo con el presiómetro Menard. (Tomada de Geotécnia y Cimientos II. J. Salas, J. Alpañés y Serrano).

las deformaciones aumentan más rápidamente; p_e es la presión límite a la que tiende asintóticamente la curva.

La expresión del módulo de deformación correspondiente al ensayo presiométrico, que se obtiene a partir de la expansión de una cavidad cilíndrica en un medio indefinido y elástico es:

$$E = 2(1+\nu)(V_0 + V) \frac{dp}{dV} \quad (\text{II.42})$$

donde ν es el coeficiente de Poisson del suelo, V el volumen de agua inyectado a partir del origen de la fase elástica, V_0 el volumen total inyectado al inicio de la fase elástica. Para más detalles acerca de la interpretación del ensayo presiométrico puede consultarse "Les - essais in situ en Mécanique des sols", M. Cassan, 1978).

Otro de los métodos directos que permiten evaluar la deformabilidad de un suelo "in situ" es el ensayo de carga con placa. En este ensayo también se puede llegar a representar una relación tensión-deformación, pero presentan una diferencia clara con los dilatómetros, y es que sólo se puede realizar en superficie ó en el interior de una galería, mientras que en un ensayo presiométrico, aún con ciertos inconvenientes de interpretación (paredes del sondeo decomprimidas, etc.) se puede evaluar el módulo de deformación a diferentes profundidades.

En el ensayo de carga con placa se dispone una placa sobre una superficie, normalmente horizontal, y debidamente preparada, con objeto de que el contacto suelo-placa sea lo más perfecto posible y se

van aplicando escalones de carga mediante un gato hidráulico (es lo más frecuente), disponiendo del necesario elemento de reacción. Las diensiones de las placas, suelen estar comprendidas entre 30 y 60 cm.,- tanto para las de forma circular como cuadrada y con un canto y calidad de material tales que puedan considerarse rígidas, lo cual disminuye la dificultad de interpretación del ensayo.

Existen varias normas de ensayo, suizas, americanas, francesas, etc, las cuales han sido en parte desarrolladas para el estudio de firmes de carreteras, en donde los diferentes espesores de base, subbase etc., son los adecuados para las dimensiones de placa que se manejan; sin embargo, también se utiliza el ensayo de deformación superficial en las cimentaciones de edificios y otras estructuras. En casi todas las - normas cada escalón de carga se aplica durante un tiempo tal que la velocidad de asiento medio bajo la placa se reduzca a 2 ó 3 centésimas de milímetro por minuto, lo cual, evidentemente, tardará en conseguirse en suelos arcillosos blandos y poco permeables en los que el proceso de expulsión del agua es lento.

El resultado del ensayo se expresa mediante un gráfico presión media bajo la placa - asiento medio bajo la placa (correspondiente a las últimas lecturas efectuadas para cada escalón), pudiendo existir ramas de descarga intermedias y rama de descarga final, siendo normal interpretar el módulo de deformación en un tramo lineal de la curva tensión - deformación suponiendo un comportamiento elástico del suelo.

II.3.3.- Tendencias actuales

Durante muchos años, e incluso gran parte de los cálculos de asientos que hoy se realizan en suelos arcillosos se basan en los resultados de ensayos edométricos, sin tener en cuenta que en el método edométrico debe respetarse uno de los supuestos de las diferentes teorías de la consolidación, en las que el espesor del estrato compresible es pequeño respecto del área cargada. Esta técnica de cálculo conduce a determinar asientos inferiores a los reales, al menos en arcillas normalmente consolidadas, ya que en arcillas sobreconsolidadas firmes y duras los asientos calculados son superiores (Justo y Zapico, 1974). No obstante, cuando se hacen ciertas correcciones a la curva edométrica y se emplean adecuados coeficientes de seguridad, los asientos calculados por el método edométrico no se apartan mucho de la realidad en arcillas normalmente consolidadas cuando el estrato compresible es pequeño respecto del área cargada y el coeficiente de Poisson es inferior a 0,25 - 0,30.

Es claro que cuando el estrato compresible presenta un gran espesor respecto al área cargada, el campo de tensiones "in situ" y por tanto el de deformaciones es distinto que el que se considera en el ensayo edométrico, en el que sólo se hace intervenir la presión vertical efectiva. Esta es una de las principales razones de las discrepancias observadas.

Los cálculos basados en la teoría de la elasticidad tampoco -

resuelven totalmente el problema de la determinación de movimientos, debido principalmente a la no elasticidad del suelo, y a las deformaciones diferidas, muy importantes en suelos arcillosos. Sin embargo, suelen utilizarse en el cálculo de movimientos inmediatos (por ejemplo en la determinación de asientos inmediatos por el método de Skempton-Bjerrum). Un caso en el que el método elástico suele proporcionar buenos resultados basándose en las teorías elásticas de Davis y Poulos (1968) es el de la determinación de asientos en cimentaciones superficiales apoyadas en arcillas fuertemente sobreconsolidadas (Wroth, 1971). La mayor dificultad estriba en este caso en conocer los parámetros elásticos E' (módulo de deformación) y ν' (coeficiente de Poisson) del esqueleto sólido en los diferentes niveles afectados por la cimentación. La determinación de los parámetros es frecuente realizarla a partir de ensayos triaxiales con drenaje, aunque la experiencia demuestra (ver por ejemplo. S. Uriel, 1978) que es difícil reconstruir las condiciones del terreno en suelos duros y que el módulo de deformación así obtenido es inferior al real, lo que incide en una sobrestimación de asientos.

El método de la trayectoria de tensiones propuesto por Lambe, se basa en reproducir en laboratorio mediante pruebas de compresión triaxial las condiciones de carga en el terreno. La bondad del método será en función de la representatividad de la muestra ensayada y del grado de aproximación con el que se hayan reproducido las condiciones reales del terreno y de carga.

El empleo de métodos numéricos, si bien permite programar com

plicados métodos, necesita el conocimiento de unos parámetros ó bien leyes de comportamiento que solo pueden obtenerse desde la experimentación, por lo que los resultados dependerán de la mejor ó peor re--presentatividad de los parámetros que es necesario suministrar al modelo.

Observamos que cualquier método ó modelo para la determinación de movimientos necesita del conocimiento de parámetros, dependiendo, en definitiva, los resultados que se obtengan, de la representatividad de esos parámetros, razón por la cual las actuales tendencias -tratan de determinar estos de la forma más representativa posible, especialmente el módulo de deformación.

Mediante el ensayo de carga con placa, es posible, cuando no se trata de arcillas blandas ó muy blandas, determinar el módulo de deformación, pero no hay que olvidar que esta determinación es solo en -superficie ó todo lo más en algún punto cercano a la misma si se realiza una excavación. Por tanto, mediante este ensayo podemos llegar a conocer el comportamiento tensodeformacional, en muchas ocasiones con una aproximación realmente buena, pero solo a nivel superficial, descono--ciendo como varia ese comportamiento con la profundidad. Podria pensarse en realizar pruebas a diversas cotas, hasta una profundidad razonable, lo cual nos permitiría hacer alguna hipótesis acerca de dicho comportamiento con la profundidad. Esto, en efecto, y teniendo en cuenta las dificultades practicas de realización, nos acerca al comportamiento real. Sin embargo hay que tener presente la alteración y decompresión -

que una excavación origina, que dependiendo del tipo de suelo, de su historia geológica, de su fábrica ó posible cementación, puede llegar a ser importante. Entendemos que no debe ser generalizado el método y si tener en cuenta los aspectos comentados.

Un paso importante en esa variación del comportamiento tenso deformacional con la profundidad lo constituyen los ensayos presiométricos tipo Menard, incluso con las dificultades de interpretación y co rrecciones que se realizan, y aún más si los ensayos "in situ" se reali zan con presiómetros autoperforadores con lo que los problemas de de-- compresión se evitan en gran medida. En nuestra opinión este camino, -- debe ser investigado con mayor profundidad, tanto en las dificultades - prácticas (por ejemplo su realización en suelos duros), como en los as- pectos teóricos de interpretación.

Como otro método directo para la determinación de la deformabi lidad "in situ" debe considerarse el registro de los movimientos de - una determinada estructura, lo cual ayudará, junto con los ensayos y me didas previas "in situ", a establecer criterios para estimar movimien- tos de futuras construcciones. Evidentemente el método es válido a una zona restringida, para un suelo con unas determinadas propiedades y an- tecedentes geológicos, pero puede resultar interesante esta forma de - proceder en grandes urbes en fase de crecimiento.

Por eso la tesis se dedica a evaluar esos parámetros, utili- zando métodos diferentes, investigando desde su origen geológico, --

con la influencia que los procesos de erosión y cementación pueden tener hasta el propio efecto del sistema de medida.

CAPITULO III

DATOS GEOLOGICOS DE LA REGION DE MADRID.

III.1.- INTRODUCCION

La explicación de determinados aspectos del comportamiento - tensodeformacional de un suelo, depende en parte, como se ha visto en el capítulo anterior, del conocimiento de la historia geológica de aquel.

En lo que afecta al suelo objeto de esta investigación, nos interesa poner de manifiesto su origen, forma y medio en que se ha depositado y cómo ha evolucionado el relieve en su entorno.

Es conocida la considerable dureza que presentan, en general, los suelos tosquizos de Madrid, lo cual es una de las razones por la - que se ha considerado que estos suelos se encuentran preconsolidados - transversalmente. Este concepto está fundamentalmente ligado a ciertos fenómenos físicos ocurridos en los depósitos (variaciones del nivel freático, fuerzas capilares, presiones de filtración, etc..), así como a fuerzas de origen tectónico y a procesos de erosión.

El estudio geológico del entorno de la región de Madrid, puede contribuir al esclarecimiento de algunas cuestiones relacionadas con esa preconsolidación de los suelos tosquizos. Bajo este punto de vista, así como poner de manifiesto el origen de estos suelos, se exponen, en los siguientes puntos de este capítulo, las formaciones geológicas de la cuenca alta del Tajo y los modelos propuestos por diversos autores para explicar la evolución de dicha cuenca a partir del zócalo herciniano - preexistente.

Se describen en primer lugar los macizos hercicianos, Cordillera Central y Montes de Toledo, que constituyen las partes altas de la Meseta, así como las formaciones mesozóicas que afloran en pequeñas fosas interiores de esos macizos.

A continuación se describen los depósitos de la cubeta terciaria y las características generales de la sedimentación, señalando una subsidencia superior a los dos mil trescientos metros en el centro de la cuenca, como lo demuestra el hecho de haber encontrado las formaciones cretácicas a más de mil quinientos metros de profundidad en el sondeo profundo realizado en Tielmes. En este mismo punto se presta especial atención a las formaciones detríticas de borde de cuenca que por el norte alcanzan el paralelo de Madrid, superándole ampliamente al -- oeste. Objeto de esta exposición son también los niveles altos de la -- cubeta en cuanto a la correlación de depósitos que puede aportar su estudio, así como a una estimación de la posible cota máxima alcanzada -- por los mismos.

Después se expone un resumen de las últimas y más importantes teorías publicadas acerca de la evolución del relieve de la cuenca. Estas teorías ponen de manifiesto la actual falta de datos para una explicación más precisa de la evolución de la cuenca, si bien, como apunta Pedraza (1978), pueden exponerse y explicarse los "acontecimientos geológicos notables". Es difícil en la actualidad correlacionar la mayor parte de las superficies culminantes, así como la discontinuidad litológica entre la facies evaporítica central, ya que indudablemente,

la erosión posmiocena, las últimas fases de la tectónica alpina y la neotectónica han jugado un papel muy importante en la constitución del relieve actual. Una importante manifestación tectónica, que afecta al área ocupada por el suelo objeto de estudio, es la formación de una subfosa al norte de la capital, la cual se ha rellenado con los depósitos correspondientes a la facies detrítica al final del Terciario y principios del Cuaternario. El estudio de manifestaciones de la neotectónica* ayuda a un mejor conocimiento de la evolución de la cuenca en sus últimas fases.

La exposición geológica termina con la descripción de las áreas ocupadas por el Cuaternario y las características más importantes de la red hidrográfica.

En el último punto del capítulo se describen las distintas formaciones que afloran en el área del casco urbano presentando un plano de distribución de suelos, con las cotas a las que aparecen esos afloramientos.

En esta exposición de datos, en el área del casco urbano, se consideran, bajo un punto de vista crítico, las diversas teorías comentadas en los puntos anteriores, así como los planos litoestratigráficos y perfiles realizados por Escario (1970), García Yagüe (1975) y Oteo y Moya (1979).

Por consideraciones geológicas se estima una cota mínima que

* La palabra neotectónica se emplea aquí y en el resto del texto en el sentido de tectónica fini-pontíense - post-pon

habria alcanzado el conjunto detrítico pliocuaternario en el área de Madrid.

III.2.- FORMACIONES GEOLOGICAS EN EL ENTORNO DE LA REGION DE MADRID

III.2.1.- Los macizos hercinianos

Bajo un punto de vista estructural, la región de Madrid pertenece a la unidad denominada Meseta que se extiende desde Galicia hasta Sierra Morena.

La Meseta es un zócalo herciniano dislocado por los movimientos alpinos, constituida en las zonas elevadas por la Cordillera Central al Norte de Madrid y por los Montes de Toledo al Sur, correspondiendo las zonas bajas a las depresiones terciarias del Duero y del Tajo.

Es imprescindible un somero estudio geológico de los macizos hercinianos, Cordillera Central y Montes de Toledo, situados al noroeste y suroeste de Madrid, para llegar a un mejor conocimiento de las transformaciones geológicas en la cubeta alta del Tajo y más concretamente de la geología de la región de Madrid.

Existen dos escuelas diferentes que han estudiado los macizos hercínicos al Norte y Sur de Madrid.

La primera, siguiendo las ideas de I. Macpherson (1879-1901), admite que el gneis de la Sierra de Guadarrama y Montes de Toledo es arcaico, dado su elevado grado de metamorfismo, constituyendo lo que apa

rece en las cartas geológicas como estrato cristalino.

La segunda escuela sigue a F. Lotz (1929) y niega la existencia de un escudo arcáico y de tectónicas antehercínicas, proponiendo para la base de ambas cordilleras una edad paleozóica.

Estudios recientes, basados en métodos de paragénesis muestran que dicho sustrato es precámbrico (Bard et al. 1970, 1971 y 1972).

Describiremos separadamente los macizos hercínicos situados al norte de Madrid, (Sierra de Guadarrama y Somosierra) de los situados al sur (Montes de Toledo).

III.2.1.1.- Sierras de Guadarrama y Somosierra

Estas Sierras pertenecen al Sistema ó Cordillera Central de dirección E.NE-W.SW, que se extiende entre el Sistema Ibérico y Portugal.

El Complejo cristalino de la Sierra de Guadarrama está compuesto por bloques potentes levantados, pequeñas fosas interiores y plataformas marginales (Fuster, 1956). Predominan las rocas metamórficas, principalmente el gneis glandular, granitos gneísicos, batolitos de granito, pero existen también --formaciones filinianas de cuarzo, aplitas, pórfidos, pegmatitas, etc... (Figura III.1.).

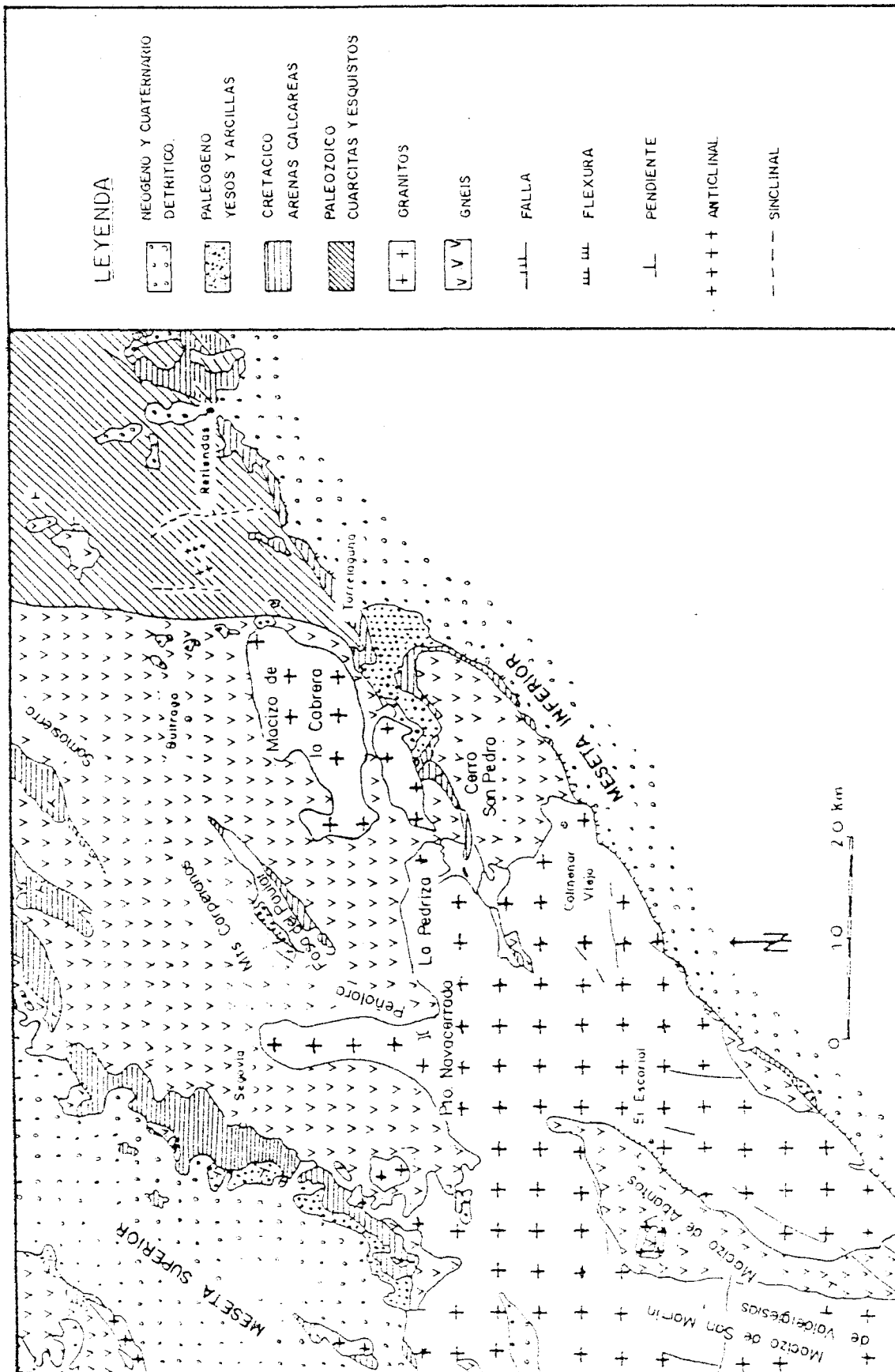


FIGURA III.1.- SIERRA DE GUADARRAMA. CROQUIS GEOLOGICO SIMPLIFICADO. (Vuudour, 1979)

A) Rocas metamórficas

En la parte oriental de la Sierra de Guadarrama predominan los terrenos metamórficos, constituyendo al nordeste de Navacerrada los Montes Carpetanos y Somosierra y al nordeste de Colmenar Viejo, el Cerro de San Pedro. El gneis rodea también el macizo plutónico de la Cabrera.

En la parte occidental de la Sierra, el gneis emerge entre el granito, constituyendo el macizo de Abantos y prolongándose hacia San Martín de Valdeiglesias. Aflora también en el borde de la Sierra entre Valdemorillo y Villanueva del Pardillo.

Estos terrenos gneísicos están caracterizados por un mismo metamorfismo regional, más profundo en el Guadarrama occidental, puesto de manifiesto por las intercalaciones de anfibolitas, y más superficial en el Guadarrama oriental.

Las formaciones metamórficas a que nos venimos refiriendo están constituidas en general por diversas variedades de gneis, sobre todo gneis glandular y en ocasiones esquisto-
so y gneis aplitico.

Entremezcladas con los gneis aparecen en ocasiones migmatitas con una composición mineralógica semejante a la de

B) Rocas Graníticas

Las rocas graníticas predominan fundamentalmente en vertiente meridional de la Sierra de Guadarrama. Distinguimos varias zonas en las que afloran macizos graníticos:

Macizo granítico de la Cabrera

El macizo granítico denominado La Cabrera, situado - al sur de Somosierra, es un plutón discordante con las direcciones del metamorfismo regional, lo cual se observa de forma clara en su contacto septentrional. En la parte oriental del - plutón, se aprecia una aureola de contacto señalada por corneas y esquistos.

Bajo un punto de vista petrográfico predominan en es te macizo las granodioritas y las adamellitas.

Macizo granítico de la Pedriza

Se trata de un inmenso batolito, situado en el centro de la Sierra de Guadarrama y que se extiende hasta la frontera portuguesa.

Las partes más altas del paisaje están ocupadas por - los granitos más aluminosos, existiendo frecuentemente granitos

aquellos.

Todas estas formaciones metamórficas han sido plegadas y metamorfizadas con anterioridad a la ubicación de los macizos graníticos. Hay dos hechos que confirman esta idea: en primer lugar existe una discordancia entre los macizos graníticos y las direcciones que muestran las estructuras metamórficas. El otro hecho es la existencia de un metamorfismo de contacto debido al emplazamiento de las masas graníticas en el conjunto metamórfico.

Sobre la edad en la que tuvo lugar el plegamiento y metamorfismo, solo podemos afirmar que aquellos hechos tuvieron lugar durante los movimientos hercinianos, probablemente en más de una fase, entre el Silúrico Superior y el Carbonífero Superior. Algunos fósiles pertenecientes a terrenos plegados y metamorfizados, citados por De Prado (1864) y De la Concha (1962) son los siguientes: *Cruziana Bronni*, (Roualt, Silúrico del Atazar), *Cruziana Torrubiae* (Prado, Silurico del Atazar), *Cruziana Furcifera* (Larda, Base del Silúrico en Collado), *Vexillum Halli* (Rou, Base del Silúrico, Norte de La Mierla), - *Vexillum linearis* (Hall, Base del Silúrico, Norte de la Mierla).

Los primeros terrenos no metamorfizados son conglomerados, areniscas y lignitos en los alrededores de Retiendas, pertenecientes con seguridad al Estefaniense (Carbonífero Superior).

con dos clases de micas, estando siempre presente la moscovita y presentando el feldespato un marcado caracter alcalino.

En las zonas más bajas, en general, afloran las granodioritas y las adamellititas, variedad del granito que contiene en igual proporción una plagioclasa cálcica y un feldespato potásico. La moscovita está aquí mal representada, abundando, por el contrario, la biotita.

Todos estos granitos tienen un origen complejo (según Capdevila et al, 1973), siendo posteriores a los gneis con los cuales entran en contacto.

Una datación absoluta efectuada por el método Plomo-Uranio sobre torbenita perteneciente al complejo granítico de Colmenarejo, ha puesto de manifiesto una edad perteneciente al Viseense (Carbonífero Inferior), situándose por tanto al comienzo de la tectónica herciniana que ya comenzó en el Devónico Superior (Leal Luna 1973).

Macizo granítico de Navalafuente

Este macizo granítico está situado al sur del macizo de la Cabrera, del que forma parte, estando separado de él por una banda de gneis glandular y migmatítico de unos dos kilómetros.

El contacto sur es de origen tectónico, sin embargo, por el Norte se establece una banda de transición.

III.2.1.2.- Montes de Toledo.

El zócalo constituido por los macizos graníticos y gneísicos descritos, desaparece al sur del accidente de Torre_lodones y no vuelve a aparecer hasta el Sur del Tajo, en las proximidades de Toledo.

Como puede verse en la Figura III.2., de Norte a Sur se distinguen las siguientes unidades:

- Migmatitas de la plataforma de Toledo, las cuales constituyen para A. Aparicio (1971) un núcleo anterior al Geor_ggiense Superior, siendo por tanto los primeros plegamientos que las afectan los producidos en la orogenia Caledoniana.

- Conjunto paleozóico constituyente de las primeras Sierras residuales. La base de este conjunto, perteneciente, - según A. Aparicio (1971) al Cámbrico Inferior Medio (en 1972, D. Gil y A. Aparicio han puesto de relieve la existencia de - Trilobites característicos de esas épocas), está formada por - una potente serie de esquistos con algunas intercalaciones cal_lcáreas y dolomíticas. Discordante con los esquistos aparece -- otro conjunto, formado por cuarcitas y esquistos, datado del -

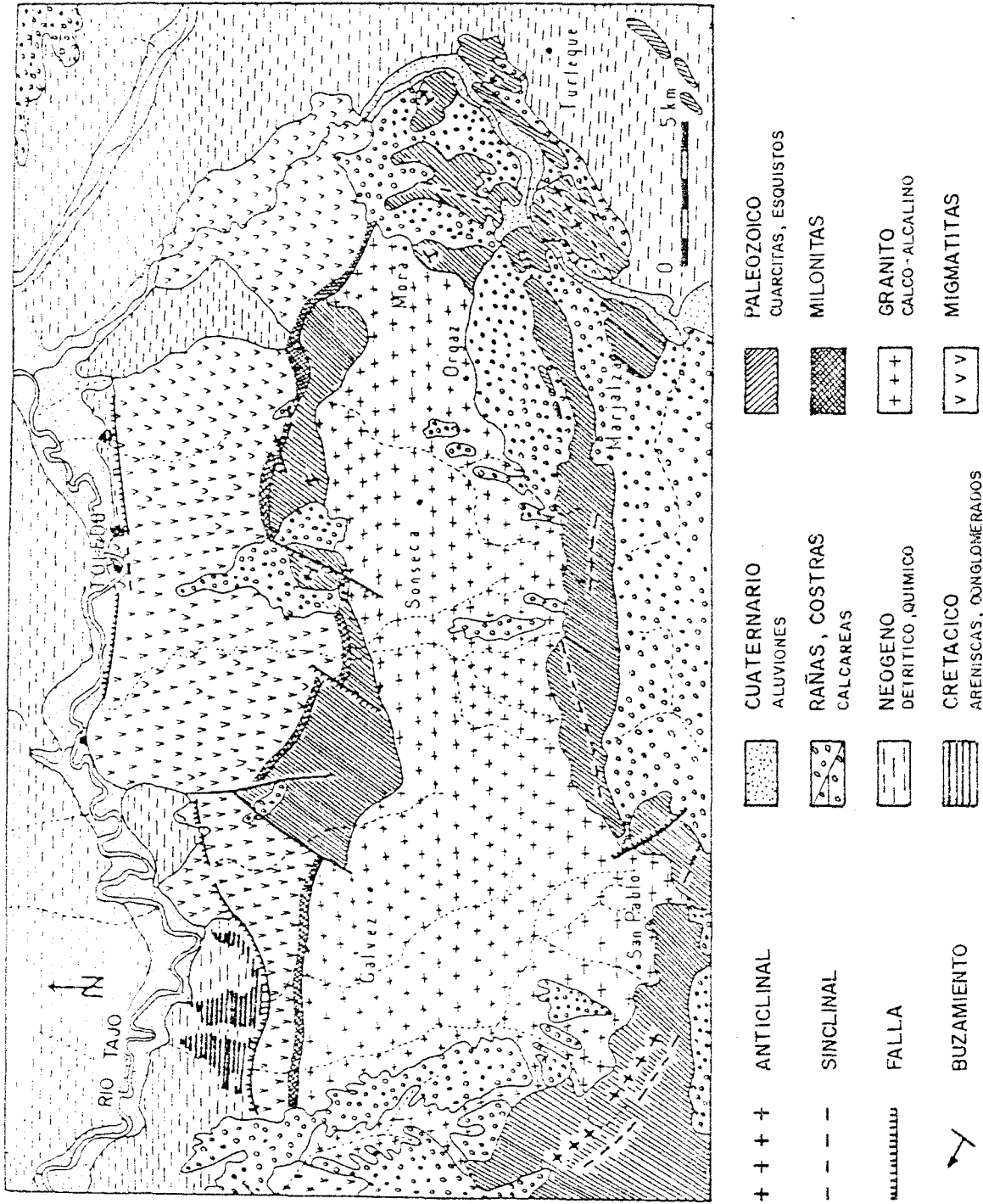


FIGURA III.2.- ESQUEMA GEOLOGICO DE LA VERTIENTE NORTE DE LOS MONTES DE TOLEDO. (Vaudour, 1979)

Cámbrico Superior (A. Aparicio).

Para este mismo autor, (A. Aparicio 1972), el contacto entre este conjunto paleozóico y las migmatitas situadas más al norte está alineado por una potente fractura puesta de manifiesto por una banda de milonitas.

- Batolito situado entre Galvez-San Pablo-Mora. Entre el conjunto paleozóico descrito y los Montes de Toledo, se extiende un afloramiento granítico. Petrográficamente se trata de granodioritas y adamellititas. Los principales minerales ligeros constituyentes de estos granitos son cuarzo, ortosa, plagioclasa y biotita y entre los pesados predominan el circón y el apatito.

Este afloramiento es considerado por A. Aparicio --- (1972) como granito de anatexia, resultante de la transformación de las rocas metamórficas, a gran profundidad, durante la orogenia herciniana.

- Conjunto paleozóico de los Montes de Toledo. Al sur del Batolito se encuentran los terrenos cambrico-ordovicienses plegados. El relieve está constituido por cadenas de cuarcitas, aflorando ocasionalmente grauvacas en el fondo de los sinclinales.

III.2.2.- Formaciones cretácicas

A la orogenia herciniana siguió un largo periodo de denudación hasta casi finales del Mesozóico. El triásico no está practicamente representado. La transgresión triásica no sobrepasó el meridiano de Riaza hacia el Oeste en lo que actualmente es la provincia de Madrid.

El Cretácico aflora en pequeñas áreas, generalmente cubriendo zonas deprimidas y por tanto menos erosionadas.

Formaciones cretácicas pueden observarse en los siguientes parajes:

En la vertiente norte de Guadarrama, entre Segovia y Riaza, en la vertiente Sur, entre los rios Perales y Aulencia y al suroeste - del Molar, jalonando el contacto entre el gneis del cerro de San Pedro y las unidades terciarias de la cubeta.

Aparecen también ocupando el fondo de pequeñas fosas en la Cordillera Central, como en Guadalix de la Sierra, Redueña y Lozoya.

El Cretácico flanquea el Cerro de San Pedro en su vertiente septentrional, oriental y suroriental.

Los afloramientos situados al Norte de Torrelaguna constituyen la misma formación de Guadalix de la Sierra y Redueña, estando una

parte de ella oculta bajo el Paleógeno y Cuaternario.

En el valle alto del río Lozoya los depósitos cretácicos se prolongan desde Rascafría hasta Navarredonda. No se trata de un afloramiento continuo, sino de pequeños enclaves apoyados directamente sobre el geneis.

En los alrededores de San Martín de Pusa, situado en el borde septentrional de los Montes de Toledo se ponen de manifiesto unos depósitos conglomeráticos, datados como cretácicos por Martín Escorza et al. (1973).

Al este de la cubeta terciaria, los afloramientos cretácicos son continuos en el anticlinal constituido por la Sierra de Altomira.

Las formaciones cretácicas pertenecen al Albense y Cenomanense, siendo más compleja la serie en el borde oriental de la cuenca, llegando al Senonense.

Los sedimentos albenses pueden observarse entre Guadalix y Venturada ó al este de El Vellón, estando constituidos de abajo a arriba por bancos de arenisca cuarzosa, de color amarillento, cementado con caliza y con abundantes cantos de cuarzo. A estas areniscas sucede un nivel de arenas finas algo arcillosas con láminas de moscovita. En estas arenas predomina el cuarzo, existiendo algunos granos de feldespatos y zircón, presentan una coloración variada con predominio del --

blanco, rojo y violeta.

A las arenas versicolores suceden niveles de margas compactas y molasas, en transición a las calizas del Cretácico Superior.

El Cretácico Superior está bien desarrollado entre Venturada y el E. de El Vellón, con un espesor que sobrepasa algo los 500 m.

A los depósitos de transición descritos siguen una alternancia de potentes bancos calizos, unos de grano fino cristalino y otros brechoides. En los bancos superiores aparecen intercalaciones de calizas margosas rojizas, incluso niveles detríticos que anuncian el paso al Paleógeno continental.

Una descripción más detallada del Mesozóico de la región de Madrid pueda verse en la Guía Geológica, Hidrogeológica y Minera de la Provincia de Madrid (Lopez Regodón, 1970).

III.2.3.- Cubeta Terciaria del Tajo Superior

III.2.3.1.- Características generales de la sedimentación

La meseta se transforma en el Terciario, ocurriendo dos hechos que marcan su fisonomía. Por un lado la elevación de la Cordillera Central y por otro, a modo de compensación isostática, la formación de la fosa tectónica del Tajo Superior

y su relleno.

Según Vaudour (1979) las principales características de la sedimentación cenozóica en la cubeta alta del Tajo son:

a) Un considerable espesor de materiales, principalmente neógenos; b) Fosa de sedimentación básica en medio endorréico, con acusados cambios laterales de facies.

La fosa tectónica está rellena de materiales cretáicos, paleógenos, neógenos y cuaternarios, no siendo bien conocida la potencia de sedimentos en toda la depresión.

Sin embargo, sí se dispone de algunos datos bastante significativos. Así, García Siñeriz (1933), mediante un estudio gravimétrico, señala que el basamento está situado a 1.800 m. de profundidad bajo los Montes de El Pardo. Lopez Vera (1976) - basándose en datos geofísicos tomados por Auxini en la Cuenca - del río Jarama, señala para el basamento una profundidad comprendida entre 1.000 m. y 2.000 m., siendo mayor esa profundidad -- cuanto más al norte.

El Intituto Geológico y Minero de España, realizó en el año 1927 un sondeo profundo en el punto de coordenadas geográficas: longitud, 0° 19' 40" E y latitud, 40° 29' 23" N, a la cota de 595 metros. En este sondeo, situado en Alcalá de Henares, se atravesaron 1000 metros de sedimentos sin haber alcanza

do el zócalo, ni incluso el Eoceno de forma segura (Royo Gomez, 1929).

Otro sondeo profundo, realizado en 1965 por la C.I.P. Valdebro, en Tielmes de Tajuña, en el punto de coordenadas geográficas longitud, $0^{\circ} 23' 24''$ E y latitud, $40^{\circ} 14' 54''$ N, a la cota 590 metros, alcanzó el zócalo granítico después de atravesar 1.622 metros de sedimentos. En la Figura III.3 puede verse la interpretación del sondeo por Gavala (1965).

Teniendo en cuenta que el parámo pontiense alcanza la cota de 790 m. en Tielmes, los sedimentos terciarios en esa zona tienen un espesor de 1.600 metros.

No es fácil la separación entre el Paleógeno y Neógeno a partir de los datos suministrados por estos dos sondeos -- profundos, sin embargo, la similitud de facies con los depósitos miocénos, bien datados, del subsuelo de Madrid, permiten atribuir los mil primeros metros del sondeo de Tielmes a esa época. En cualquier caso, un hecho es cierto, el Mioceno alcanza un espesor más potente que el conjunto de series paleógenas y estas sobrepasan en espesor los depósitos cretácicos (J. Vaudour, 1979).

Son varios los hechos que confirman que la cubeta superior del Tajo ha funcionado como cubeta cerrada desde el Se-

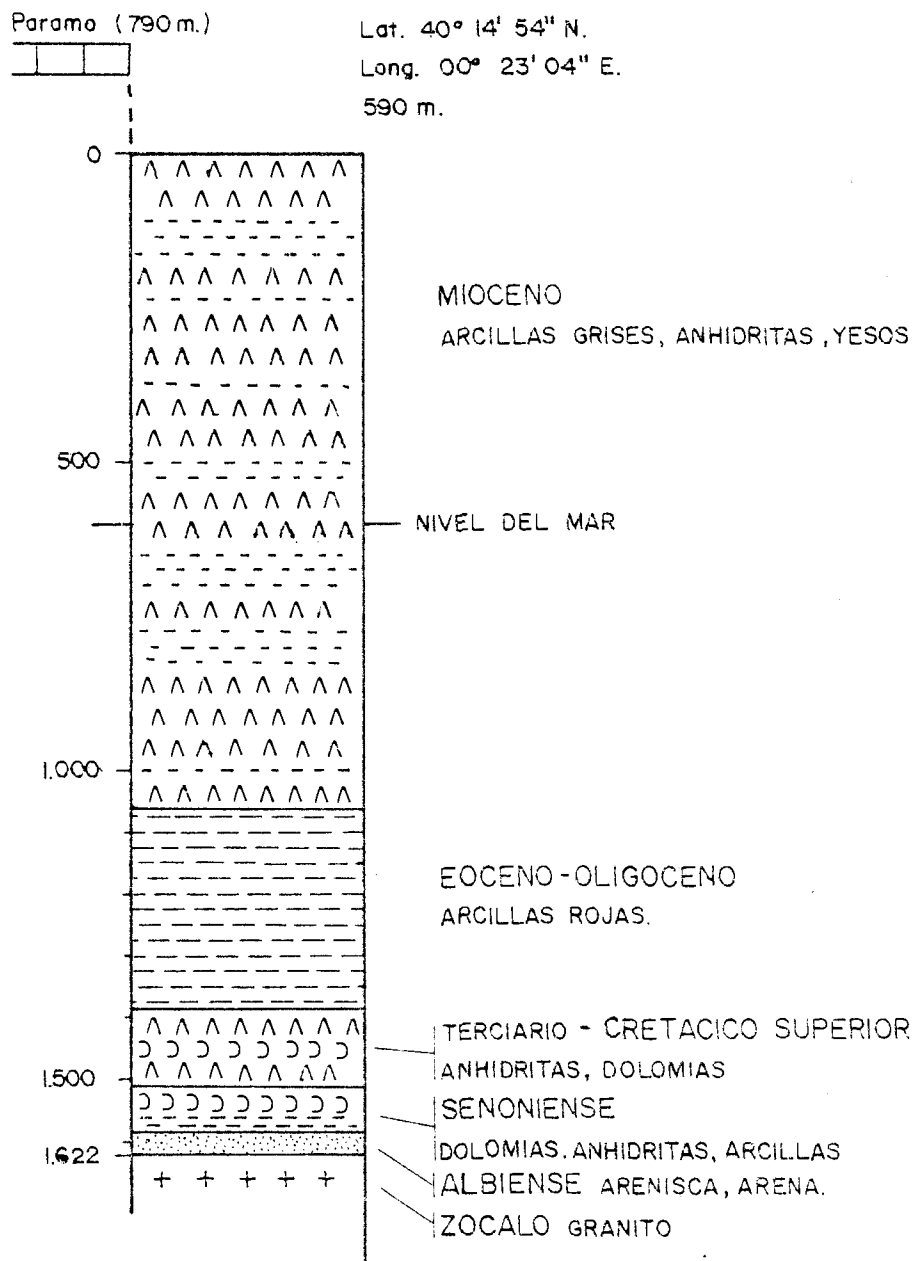


FIGURA III.3.- SONDEO DE TIELMES. J. Gavala. 1965

nonense al Pontiense. Los yesos anhidritas y dolomias relevan lateralmente a las arcillas verdes con montmorillonita o a la sepiolita. Los sedimentos detríticos se encuentran solamente, en los bordes de la cuenca, excepto al oeste del río Guadarrama.

La subsidencia acelerada (alrededor de 1.000 m. de sedimentos se encuentran hoy bajo el nivel del mar) y una marcada aridez justifican según Vaudour (1979) el origen del endorreísmo. Estos hechos y el tipo de sedimentación llevan a este autor a calificar la cuenca como fosa de sedimentación básica en medio endorréico.

Otro aspecto a destacar entre las características de la sedimentación son los cambios laterales entre las facies detríticas de borde, arcillas de transición y facies de centro de cuenca. Parece que estos cambios coinciden con fracturas del basamento.

Comentadas brevemente las características más generales de la sedimentación, se describen a continuación los depósitos paleógenos y neógenos.

III.2.3.2.- Depósitos paleógenos

Los depósitos paleógenos, escasamente representados,

ocupan las mismas áreas que el Cretácico, y es difícil distinguir, por falta de fósiles característicos, entre Eoceno y Oligoceno. Están bien representados al nordeste del Cerro de San Pedro, en los alrededores de Torrelaguna, en pequeñas fosas internas (El Paular, Guadalix de la Sierra, Redueña), así como - en el borde de la Sierra de Altomira, estando ausentes al oeste del río Guadarrama.

En los cortes se distinguen dos niveles, uno inferior constituido por margas y arcillas y otro superior formado por arenas y conglomerados. Estos depósitos paleógenos están situados generalmente por encima de la cota de 300 metros.

Las margas y arcillas del nivel inferior son versicolores, destacando la tonalidad rojiza, y entre ellas pueden aparecer pequeños niveles de conglomerados con cantos redondeados calizos. También pueden encontrarse algunos niveles de margas - yesíferas y de yesos, como ocurre por ejemplo al sur de Venturada.

En los últimos niveles de margas comienzan a intercarse bancos de conglomerados calcáreos, pasando gradualmente - al nivel superior de conglomerados poligénicos, ya que entre los cantos de caliza aparecen otros, de granito, gneis, cuarzo y -- aplitas, bastante alterados y rodados.

Los espesores visibles en ambos niveles, inferior y superior, superan en muchos puntos los 300 m., correspondiendo los niveles conglomeráticos con los primeros movimientos orogénicos (paleo-alpinos) que afectarían a lo que sería la futura Cordillera Central.

III.2.3.3.- Depósitos Miocenos

Los depósitos miocenos ocupan en los mapas publicados por el Instituto Geológico y Minero de España la mayor parte de la cubeta alta del Tajo.

En este punto se trata sólo la facies evaporítica - la cual no presenta problemas de datación. La facies detrítica de borde será objeto de comentario en el punto siguiente.

Los sedimentos, en general subhorizontales, reposan discordantes sobre el Paleógeno inclinado. Se distinguen dos unidades; los depósitos del Burdigaliense Superior-Vindoboniense y los depósitos Pontienses.

Los depósitos burdigalienses y Vindobonienses constituyen la mayor parte de los materiales terciarios que rellenan la fosa.

A su vez, este conjunto de arcillas y yesos se con-

sidera dividido en dos niveles (C. de Prado 1864, Fdez. Navarro, 1904; Royo Gomez, 1922; E. y F. Hernandez Pacheco, 1926; Perez de Barradas, 1926; Crusafont Pairo, 1960; Perez Gonzalez, 1971).

El nivel inferior, denominado "facies gris" está -- constituido fundamentalmente por arcillas de color gris verdoso, margas yesíferas grises y yesos.

En el nivel superior, denominado "facies blanca" predominan las arcillas con sepiolita, las dolomias, calizas con creta de color blanco y yesos blancos. Pertenecen también a este nivel arenas finas con abundantes micas, sílex y arcillas verdes.

La datación del Burdigaliense superior y comienzo - del Vindovoniense del nivel inferior se basa en los vertebrados encontrados en la Central Hidroeléctrica Española junto al Manzanares (H. Pacheco, 1921) y en la base de los cortes - de Paracuellos del Jarama.

La facies blanca está datada como Vindoboniense Inferior y Medio a partir de los yacimientos fosilíferos reconocidos y estudiados en diversos puntos. Entre otros cabe citar, los alrededores del Puente de Toledo (Proust, 1806; Ezquerro, 1841; Prado, 1864); base del Cerro Almodovar (Ezquerro, 1840;

1841; Zulueta y Amoedo, 1906; Royo et al., 1929); Base del Cerrro de San Isidro (Ezquerria, 1840); Puente de Vallecas (E. Hernandez Pacheco, 1921); Carretera de Extremadura (Km. 5) (Royo y Menendez, 1928); Puente de los Franceses (F. Fernandez Pacheco, 1926). Los fósiles más característicos son restos de mamíferos, *Anchitherium aurelianense*, *Mastodon angustidens* y de tortugas gigantes, *Testudo bolivari*.

El Vindoboniense está coronado por las calizas de los páramos, atribuidas al Pontiense en base al *Hipparion*, cuyas formas antiguas aparecen en Pontiense Inferior (Crusafont et al. 1975) y continua hasta el Plioceno Inferior. Los páramos calizos son ricos en moluscos acuidulcidos, *Hydrobia dubia*, *Limnaea bovilleti*, *Planorbis thiollieri*, etc, aunque según Perez Regodón no son determinantes para establecer una estratigrafía precisa.

Las calizas de los páramos están bien representadas entre las divisorias de los rios Jarama y Tajuña, en los términos municipales de Perales de Tajuña, Tielmes, Pozuelo del Rey, Pozuelo de las Torres, Santos de Humosa, Santorcaz, etc., donde alcanza la cota de 895 metros. Al sur del río Tajuña, en los términos municipales de Colmenar de Oreja, Villarejo de Salvanés y Valderacete se encuentran a una altura de 812 metros.

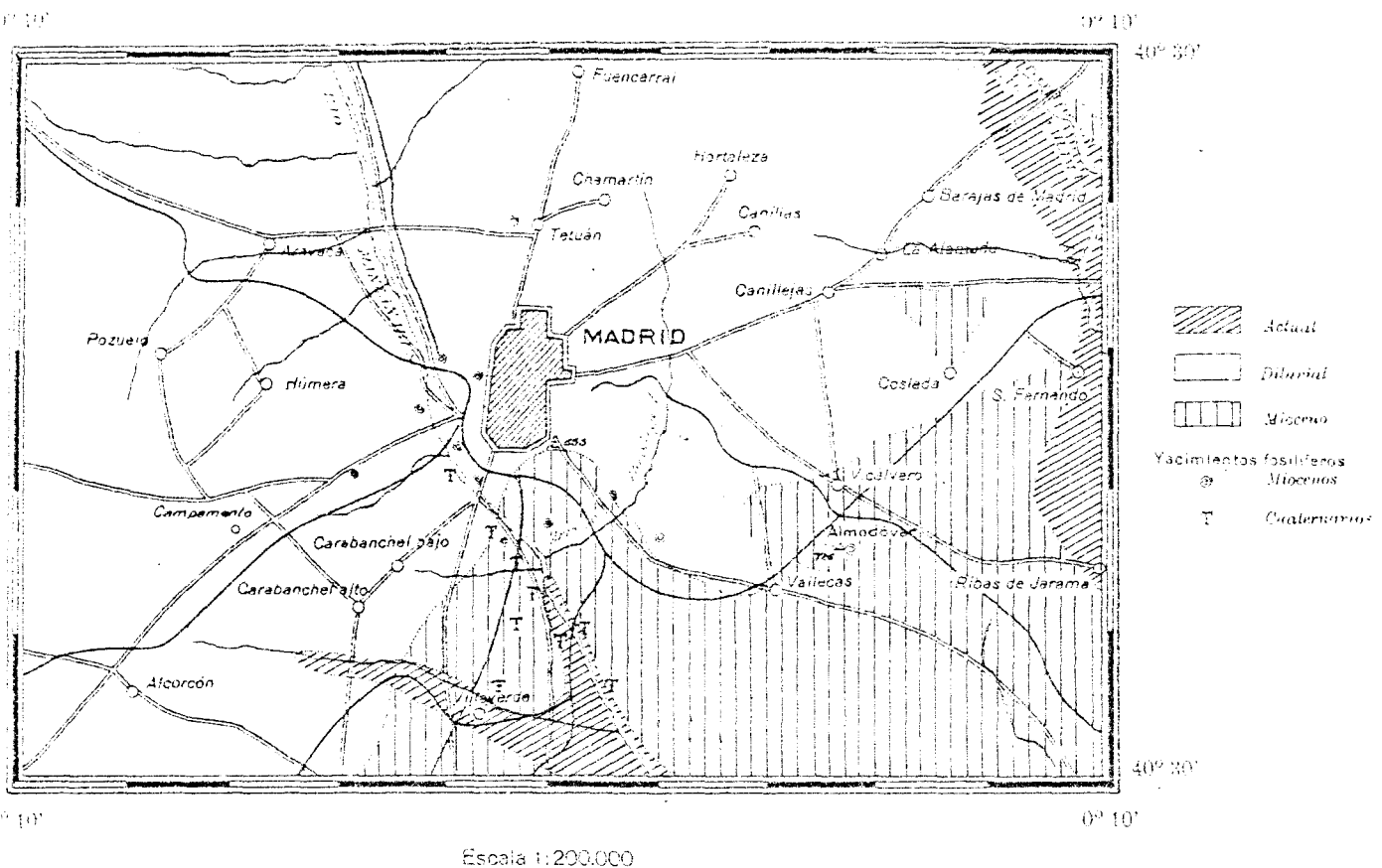
III.2.3.4.- Formaciones detríticas de borde de cuenca

Las formaciones detríticas de borde de cuenca estudiadas durante más de un siglo, han sido encuadradas por los geólogos españoles en diversas épocas geológicas entre el Vindoboniense y el Cuaternario, pasando por el Plioceno.

En parte, la dificultad de asignar una época a las formaciones detríticas de borde de cuenca proviene de que estos depósitos son prácticamente azoicos.

Casiano de Prado (1864), incluye en el cuaternario todas las formaciones detríticas existentes entre la Sierra y el Terciario situado al sur y sureste de Madrid, con una divisoria que pasaría por Torrejón de Velasco, Pinto, Villaverde, Vallecas, siguiendo a continuación la línea de FF.CC. Madrid Barcelona (Figura III.4), Identifica la "formación de bloque" de Torrelodones con una morrena frontal cuaternaria y supone una misma edad para esos depósitos y otros situados al sureste de Madrid que, aunque también detríticos, pertenecen a niveles inferiores al Pontiense. Penk (1894) rechaza el concepto de morrena frontal cuaternaria para las formaciones de Torrelodones, basándose, entre otros, en el hecho de que la plataforma de El Escorial no ha sido pulida por la erosión glaciar. Situa las nieves perpétuas durante el Cuaternario por encima de los 2.000 metros.

FIGURA III.4.- LA HOJA DE MADRID, SEGUN EL ANTIGUO MAPA GEOLOGICO, CON LOS YACIMIENTOS FOSILIFEROS QUE ACTUALMENTE SE CONOCEN.



(TOMADO DE LA MEMORIA EXPLICATIVA DE LA HOJA 559. MADRID, 1929. INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA.)

En 1916 Obermaier y Caranbel señalan en el Macizo de Peñalara la existencia de una morrena glaciár.

También Perez de Barradas (1926) atribuye al Cuaternario la facies detrítica. Basándose en algunos sondeos en la zona de El Pardo, supone la existencia de un valle precuaternalio situado al norte de Madrid y cuyo eje es aproximadamente paralelo a la Sierra de Guadarrama. En este valle, cuyo fondo actual estaria situado por debajo de la cota 400 metros, se ha brian depositado los materiales detríticos en épocas pluviales.

Estos conceptos de Perez de Barradas fueron pronto criticados por Royo Gomez, aduciendo principalmente el poco tiempo en el que se habria tenido que depositar un considerable espesor de arenas de arrastre lento y que en él, labrasen un valle y depositasen sus terrazas los rios actuales.

En 1929 Royo Gomez publica "Datos para el estudio de la Geología de la Provincia de Madrid", admitiendo una continuidad estratigráfica entre las arenas situadas al norte de Madrid y la facies química de centro de Cuenca, explicando los contrastes litológicos por cambios laterales de facies. Incluye en el Mioceno Superior, pero anterior al Pontiense, los depósitos detríticos, datados antes como cuaternarios. Para esto se apoya en algunos cortes del terreno próximos a Paracuellos del Jarama,

donde bajo el aluvial aparecen arenas semejantes a las que ocupan la parte alta de Madrid, y constituyendo, en otros lugares el nivel inferior a las calizas de los páramos pontienses. Indudablemente esta semejanza de facies como más adelante se comentará es sólo aparente.

Después de las ideas de Royo Gomez, el Instituto Geológico y Minero de España, cambia en las nuevas ediciones de la Hoja de Madrid, gran parte de los afloramientos considerados hasta entonces como cuaternarios y miocenos en miocenos y oligocenos, respectivamente.

Poco después de las primeras publicaciones de Royo, F. Hernandez Pacheco (1930) incluye en el Plioceno Superior las formaciones detríticas del Norte de Madrid, atribuyendo - su origen tectónico a las "formaciones de bloques" de Torrelodones, correlativas a un levantamiento de la Sierra de Guadarrama. Anteriormente, F. Hernandez Pacheco ya se había manifestado, en el sentido de que estas formaciones no se encuentran en el Mioceno de la Cubeta del Duero.

F. Hernandez Pacheco se confirma en sus ideas en publicaciones más recientes (1962, 1965). Cabe destacar, por su claridad de conceptos, el proceso de relleno de la depresión del Tajo en su borde septentrional, expuesto en un Informe geológico no publicado (1967), para el estudio de nuevas líneas -

de FF.CC. Metropolitano de Madrid.

Este proceso puede resumirse esquemáticamente de la siguiente forma:

- Deposition de las arcillas de tono pardo del Tortoniense.
- Variación en la sedimentación hacia margas y arcillas grises del Sarmatiense.
- Proceso erosivo ó falta de depósitos, ya que no existen en algunos de los bordes de cuenca los niveles calizos y margosos del Pontiense. En zonas situadas algo más al Sur del borde norte de cuenca sobre las margas y arcillas sarmatienses, se han depositado niveles de sepiolita, capas de calcedonia y materiales síliceos con ocasionales nódulos o capas de peder-nal.
- Proceso erosivo y hundimiento del basamento en la vertiente sur de la Sierra de Guadarrama, originándose una amplia depresión al final del Pontiense. Esta depresión se acentua en el Plioceno con el levantamiento del macizo granítico que dará lugar al Guadarrama.
- La depresión comienza a ser rellenada por materia-

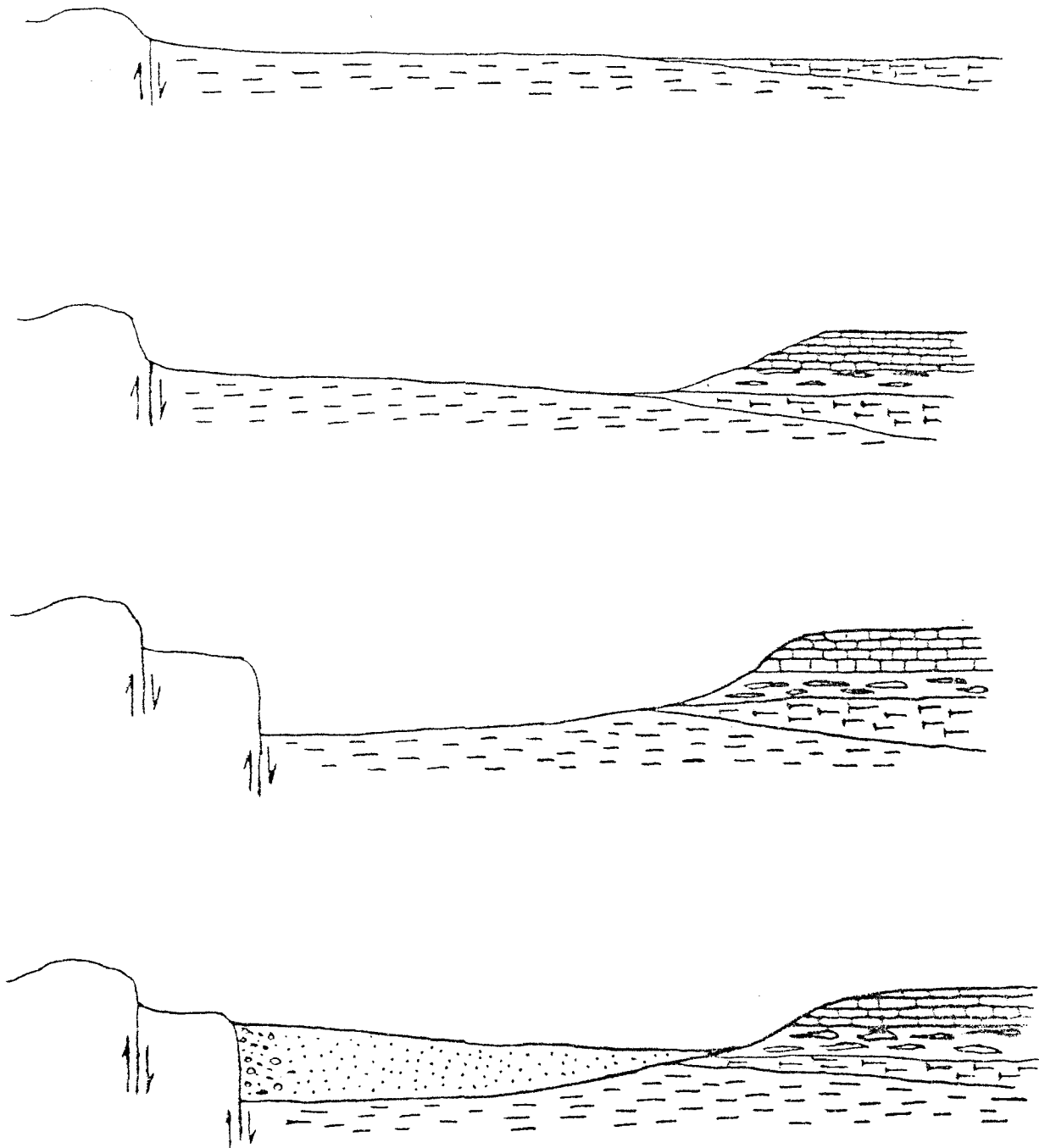
les de arroyada procedentes de la erosión de los macizos graníticos y gneísicos en vías de elevación. Una acusada aridez, con precipitaciones intensas, pero accidentales, favorece el transporte de materiales, que en zonas próximas al borde de la Sierra son de tipo derrubio de bloques.

- Continúa el relleno de la depresión, alcanzando el conjunto de sedimentos algunos centenares de metros al pie de la falla, llegando a cubrir más al Sur a los niveles arcillosos y margas sarmatienses, las cuales quedan al descubierto en la zona de borde de los aluviones pliocenos.

- Proceso erosivo durante el Cuaternario de una red fluvial que se encaja en las formaciones detríticas, dejando incluso al descubierto, en las zonas de borde de los materiales pliocenos, las arcillas y margas del Sarmantiense.

- Los valles formados se rellenan parcialmente de materiales detríticos procedentes del conjunto Plioceno, continuando un proceso erosivo, ya atenuado.

En la Figura III.5. se ha interpretado esquemáticamente el proceso de relleno de la cubeta propuesto por F. Hernandez Pacheco en el mencionado Informe Geológico. Se conservan las denominaciones Tortoniense y Sarmatiense actualmente abandonadas.



LEYENDA






	TORTONIENSE		SARMATIENSE		CALIZA
	NIVELES DE SEPIOLITA. CAPAS DE CALCEDONIA, OCASIONALES NODULOS O CAPAS DE PEDERNAL.		DEPOSITOS DETRITICOS PROCEDENTES DE LOS MACIZOS GRANITICOS Y GNEISICOS.		

FIGURA III.5 - INTERPRETACION ESQUEMATICA DEL PROCESO DE RELLENO DE LA CUBETA PROPUESTO POR F. HERNANDEZ PACHECO (1967)

Merecen especial atención las características sedimentarias de frente de la formación pliocena expuestas por F. Hernandez Pacheco.

El borde sur de los depósitos pliocenos, en aquellas zonas donde iba cubriendo los niveles Sarmatienses (sobre estas zonas asienta una parte de Madrid), se diferencia por un conjunto de especiales características sedimentarias.

Por una parte se constituían, en pequeñas depresiones, depósitos arcillosos de segunda formación, a expensas -- del lavado de las formaciones detríticas, quedando posteriormente cubiertos por el avance del frente plioceno.

La presencia de niveles arcillosos grises intercalados en las formaciones arenosas, son depósitos de segunda formación, procedentes, por arrastre de las aguas, del conjunto Sarmatiense aún no cubierto por el Plioceno.

Algunos depósitos de arcillas pardas, intercaladas entre el conjunto arcilloso gris sarmatiense y las formaciones pliocenas, pueden proceder de las arcillas tortonienses situadas más al sur y no cubiertas por dicho conjunto sarmatiense. Esos depósitos pueden considerarse, por tanto, como de segunda formación. habiendo sido favorecida su deposición por una leve inclinación del terreno de sur hacia el norte.

Debido a estos procesos, el contacto entre materiales miocenos y pliocenos ofrece en detalle cierta variedad de depósitos ó niveles sedimentarios.

Igualmente M. Alia (1945) incluye en el Plioceno las formaciones detríticas del norte de Madrid, si bien las supone pertenecientes al plioceno inferior y medio al atribuir las - rañas al Plioceno Superior.

J. Perez Regodón (1970) en la Guía Geológica, Hidrológica y Minera de la Provincia de Madrid (Memorias del Instituto Geológico y Minero de España), atribuye al Mioceno los - afloramientos situados al Sur del contacto con la Sierra, exceptuando una pequeña franja de unos dos kilómetros constituidada por bloques de gran tamaño entre el río Perales y las proximidades de San Agustín de Guadalix, y naturalmente, el Cuaternario. En el Pontense se incluyen las calizas de los páramos al sureste de la provincia y en el Vindoboniense las facies detriticas, así como las margas y yesos.

Este último esquema se repite en el Mapa Litológico (Mapa Geotécnico de Ordenación Territorial Urbana de la Subregión de Madrid), publicado por el Instituto Geológico y Minero de España (1976) en colaboración con Ibergesa.

Las aludidas publicaciones del I.G.M.E. no se han

inclinado por una atribución pliocena para las facies detríticas del Norte y alrededores de Madrid, como defiende F. Hernandez Pacheco, manteniendo una edad Vindoboniense basada en datos paleontológicos que como se verá son poco determinantes.

A finales de la pasada década, Jean Vaudour (1979) - pone en evidencia la existencia de, al menos, dos facies detriticas en la cubeta sedimentaria. Sus conclusiones están basadas en el color de los sedimentos, en los análisis granulométricos y en los estudios mineralógicos.

El color de los sedimentos lo estudia con ayuda del Código Munsell, distinguiendo entre las arenas ocre amarillentas situadas en los 10 YR del Código y las arenas gris claro y amarillo pálido situadas entre 25 Y y 5 Y de dicho Código.

Las arenas ocre-amarillentas presentan un color uniforme 10 YR5/8, 10 IR5/6, encontrándose en la parte alta de - Madrid. Las intercalaciones areno-arcillosas de color marrón rojizo 5 YR4/6 que a veces presentan, se observan también en las "formaciones de bloque" de Torrelodones.

Por la coloración se pueden asimilar algunas formaciones del Norte de Madrid (7,5 YR5/6; Dehesa de la Villa) con las arenas rojas de la facies de Toledo (7,5 YR7/6 - 5YR5/8).

Las arenas amarillo claro ó verde oliva claro 5Y se localizan fundamentalmente al Sur y Oeste de Madrid, estando constituídas por arenas finas feldespáticas ó por arenas finas micáceas más o menos arcillosas. Pueden observarse en el Cerro Almodovar y en Cabeza de Getafe.

Las arenas gris claro, incluso también amarillo claro de color 2,5 Y son finas y contienen abundante mica. Aparecen frecuentemente bajo depósitos silíceos, dolomíticos o carbonatados miocenos. Existen además datos paleontológicos, como el descubrimiento de Rhinocerotides cerca de Mesegar que confirman su edad miocena. Este tipo de arenas pueden observarse, entre otros lugares, bajo la terraza de Paracuellos del Jarama.

Continuando con la exposición de Vaudour, resaltan varios hechos en relación con la granulometría de las fácies detríticas.

Las "formaciones de bloques" y en particular a lo largo de la falla de Torrelodones son heterométricas, sobrepasando ligeramente los 50 cm. el tamaño máximo, habiéndose encontrado cerca de Torrelodones un bloque de granito de 4 metros. En las "formaciones de bloques" de Toledo, el tamaño máximo no suele sobrepasar los 80 cm. Estas formaciones, según J. Vaudour presentan unos afloramientos de mayor extensión que la ~~señalada~~ ^{señalada} en los últimos mapas del I.G.M.E. (Perez Regodón, 19



Otro hecho, es que el tamaño de los bloques no parece disminuir de abajo hacia arriba como puede comprobarse cuando se comparan afloramientos a cotas distintas.

La composición litológica de la "formación de bloques" varia según la constitución de los afloramientos rocosos más próximos. Así, predominan los bloques de granito al Suroeste de Colmenar Viejo, estando constituido al Norte por migmatitas, micaesquistos y cuarcitas.

El contenido de la fracción arcillosa, es muy variable según se trate de arenas de color ocre amarillento y las rojas, "facies de Madrid" y de Toledo, respectivamente, o de las arenas miocénas de colores claros. En el primer caso, se trata de arenas gruesas con un contenido de finos situado al rededor del 12%, al menos en las zonas más superficiales del norte de Madrid. Los depósitos miocenos son arenas medias ó finas y tienen un menor contenido de finos.

Según los análisis mineralógicos realizados por J. - Vaudour, existe también una diferencia entre las formaciones detríticas ocre amarillentas y gris claro ó amarillo pálido.

En las primeras, los minerales arcillosos predominantes están constituidos por una mezcla de caolinita, ilita y montmorillonita en la matriz y por calcita y montmorillon

ta en el interior de los bloques, estando ausente la sepiolita.

En las formaciones arenosas de colores gris claro ó amarillo pálido la montmorillonita es el mineral arcilloso pre dominante, siendo abundante la illita y estando ausente o mál - representada la caolinita. La sepiolita aparece en pequeñas pro porciones, en la proximidad de la facies química.

Concluye J. Vaudour que existen dos conjuntos detríticos sobre los bordes de la cubeta del Tajo, uno de tonalidad gris-verde claro, de elementos finos y otro de tonalidad ocre-amarillenta de elementos más gruesos. El primero es mioceno y en él se han encontrado los Mastodontes. El segundo es plioce no ó plio-Villafranquiense.

Esta conclusión no está solo basada en consideracio nes mineralógicas, granulométricas ó de color. Pueden verse en la Tesis Doctoral de J. Vaudour algunos ejemplos en zonas bién seleccionadas, en los que el contacto de las arenas arcósicas ocre-amarillentas con el Mioceno es difícil de explicar median te un cambio lateral de facies.

El contacto de las facies detríticas con el Mioceno es en esos ejemplos muy brusco, claramente distinto de los - cambios laterales de facies, descritos por Royo Gomez (1929) dentro del Mioceno. Los cambios laterales son más suaves den

tro del Mioceno como puede observarse en la margen izquierda del río Henares, cerca de Mejorada del Campo. Aquí las arcillas arenosas dispuestas en capas delgadas alternativamente gris-verde y marrón amarillento claro penetran en ángulo en las margas yesíferas, las cuales van cargándose en yeso hasta pasar a una formación de yeso masivo.

III.2.3.5.- Niveles altos de la Cubeta

En este punto se comentan algunos aspectos de los niveles altos de cubeta, entre los que cabe distinguir las rampas, situadas al este y norte de Madrid, la raña, al pie de la Sierra de Somosierra Occidental y los páramos calizos al Sur de la margen izquierda del río Henares.

Numerosos detalles descriptivos análisis e interpretaciones de estos niveles, pueden verse en "la región de Madrid", alteraciones, sols et paleosols, de J. Vaudour -- (1979), de donde se ha resumido gran parte de lo aquí expuesto.

Páramo Calizo

El páramo calizo se situa entre la margen izquierda del río Henares y la Sierra de Altomira. Su altitud se situa sobre los 1.000 metros en las proximidades de Somosierra y la Sierra de Altomira, y sobre poco más de 700 m. cerca de Arganda (Figura III.6).

Paisajes similares a los de la Alcarria vuelven a encontrarse al Sur del río Tajo en la denominada "mesa de Ocaña"

Tradicionalmente el páramo de la Alcarria se ha definido como una plataforma calcárea lacustre, de edad pontiense, señalando la parte más alta de la sedimentación terciaria, habiendo sufrido posteriormente un proceso de erosión. En la primera edición de la Hoja de Alcalá de Henares (Royo Gomez, 1928 1929) se señalan ligeras ondulaciones orientadas N.NE-S.SW, habiendo quedado, en parte, igualadas por la erosión. Carro y Capote (1969) en la segunda edición de esa Hoja se reafirman en esta idea justificando que el nivel del páramo no coincide con la superficie estructural de las calizas pontienses. En efecto, el espesor de calizas pasa de algunos metros al norte del páramo a algunas decenas al sureste, lo cual puede explicarse, en parte, por una menor sedimentación en los bordes de la cuenca lacustre que en el centro, pero sobre todo por allanamiento y basculamiento que seria el responsable de la orientación de la

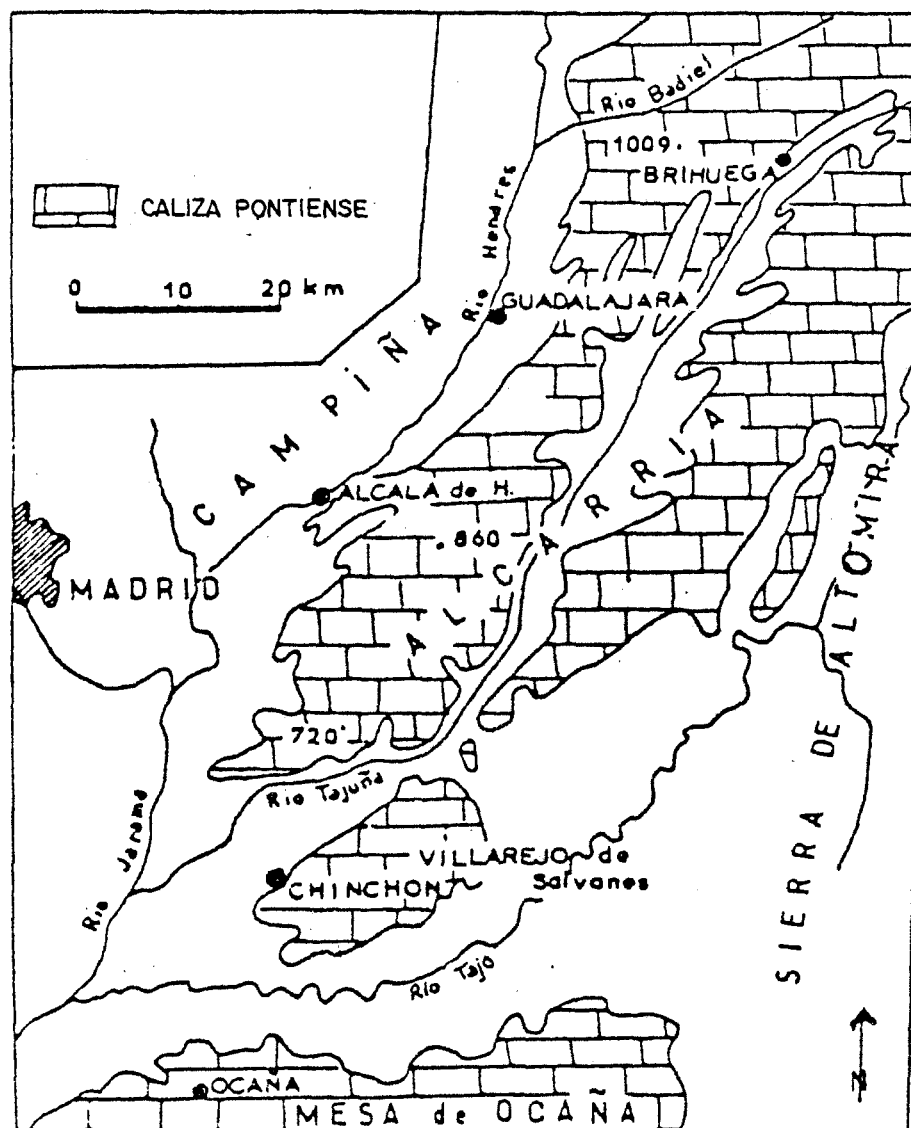


FIGURA III.6.- PARAMO CALCAREO. Vaudour (1979)

red hidrográfica.

En la superficie del páramo se han verificado transformaciones que afectan a los tres o cuatro primeros metros. Estas transformaciones han consistido en la formación durante el plio-villafranquiense de una arcilla residual autóctona terra-rossa que proviene de la disolución de las calizas del -- sustrato.

Se desconoce actualmente cual ha sido el espesor original del páramo calizo y se admite que uno de los bordes del lago pontiense alcanzó lo que actualmente es la margen izquierda del Henares, hecho por el que puede explicarse la menor potencia del banco calizo en esas zonas.

Rañas

Al pié de la vertiente sur de Somosierra se extienden un conjunto de rañas, constituidas por materiales detriticos gruesos y cantos cuarcíticos envueltos en una matriz arenosa-arcillosa, correspondientes a una época de depósito de arrollada. Geomorfológicamente estas rañas presentan una topogra--fia horizontal ó casi horizontal.

La más extensa es la situada entre los ríos Jarama y Sorbe, llegando por el Sur hasta Mesones y el Casar de Ta-

lamanca. Presenta una pendiente inferior al 1%, con altitudes comprendidas entre 1.000 m. al Norte y alrededores de 820 m. en las zonas más bajas., ofreciendo transversalmente una clara convexidad.

En la parte central de la raña se distinguen un conjunto de suelos, que a partir de la superficie están constituidos por un pequeño nivel de arenas limosas apoyando sobre una capa de gravas cuarcíticas cuyo espesor no sobrepasa los 5 metros. La raña reposa sobre una formación detrítica atribuida según los autores al Mioceno Superior ó al Plioceno.

La edad de la Raña de Mesones es pliocena, pliovillafranquiense ó villafranquiense según los investigadores. Así, para F. Hernandez Pacheco (1965) es pliocena y contemporánea de la "formación de bloques" de Torrelodones y para J. Vaudour (1979) es villafranquiense, al estar en algunos puntos la "formación de bloques", probablemente pliocena, erosionada por la raña. Esta última datación está de acuerdo con la asignada para la mayor parte de rañas de la Península Ibérica.

Rampa areno-feldespáticas

Al Oeste de Madrid y entre la Sierra de Guadarrama y los Montes de Toledo, se distingue un conjunto de formas, - topográficamente planas, instaladas entre las cuencas de los

rios. En la figura III.7 tomada de Vaudour (1979), se distinguen las principales rampas de la región de Madrid: Rampa de Navalcarnero, entre los ríos Alberche y Guadarrama; Rampa de Griñón, entre los ríos Guadarrama, Manzanares y Guatén; Rampa de Madrid entre los ríos Jarama y Manzanares; Rampa de Olías del Rey Bargas en las proximidades de Toledo.

La rampa de Navalcarnero puede seguirse a lo largo de 45 Km. con una anchura media de 5 Km. La pendiente que presenta es inferior al 0,1%, estando la máxima altitud alrededor de 680 metros en el Norte y la mínima a 640 metros al Sur.

La rampa de Griñón presenta una pendiente algo superior que la de Navalcarnero, con altitudes que varían entre 760 metros, en las Matas y 640 metros en Lominchar.

La rampa de Madrid, con una pendiente similar a la de Griñón es menos extensa que las dos anteriores, incluso su continuidad está menos clara. Posiblemente El Goloso y Fuenca^{rral}, situados a 768 m. y 740 metros respectivamente pertenecen a la primitiva rampa, muy erosionada actualmente. Un poco más al Sur, en el Observatorio, la altitud es de 685 metros.

Finalmente la rampa de Olías del Rey-Bargas, con altitudes máximas de 628 metros, está separada de los Montes de Toledo por el río Tajo, cuyo valle domina desde una altura de

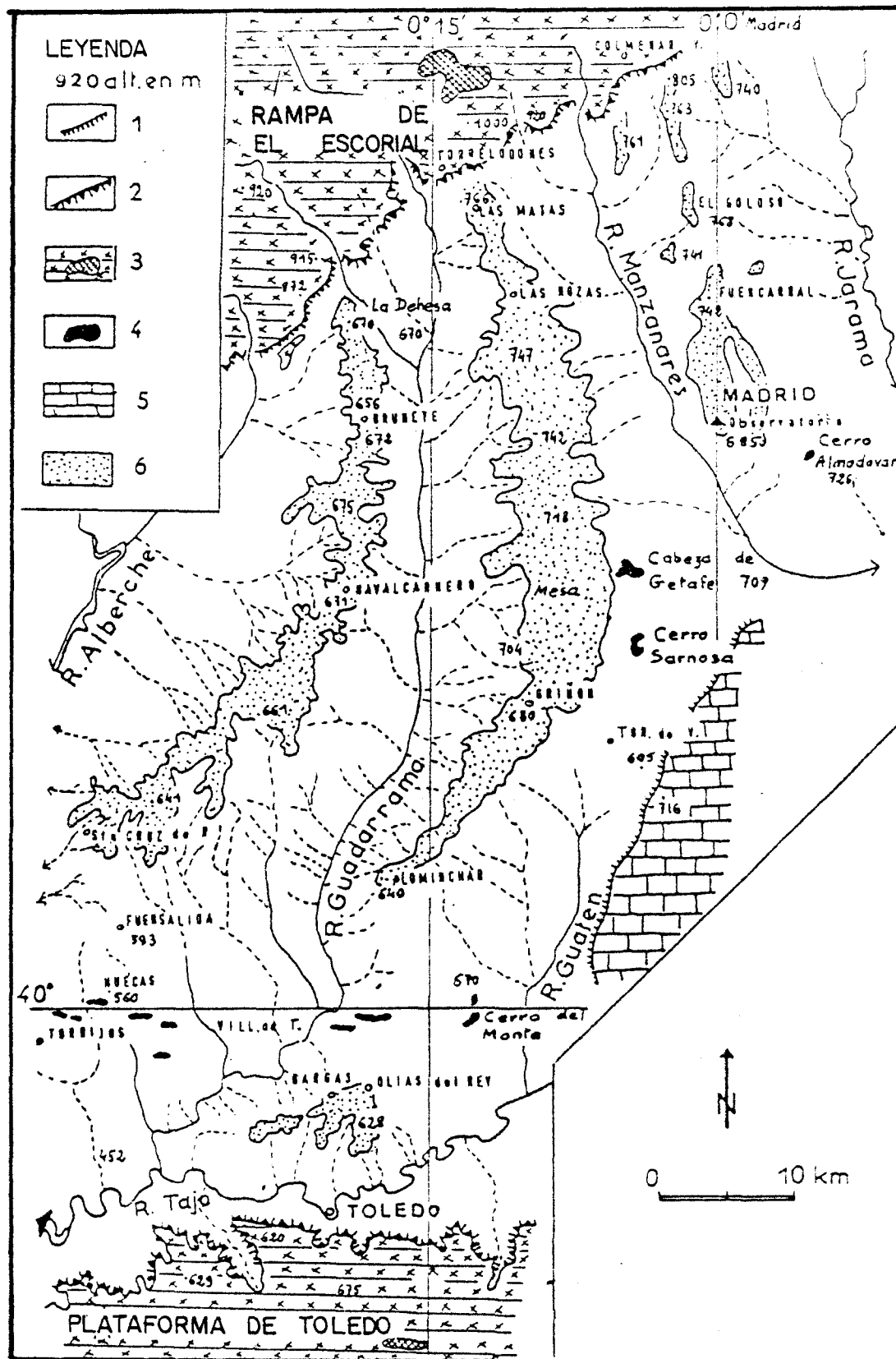


FIGURA III.7 - LOS ALTOS NIVELES ARENO-FELDESPATICOS.

1. TALUD DE CAMBIO LATERAL DE FACIES. 2. ESCARPE LIGADO A LAS FRACTURAS MARGINALES. 3. PLATAFORMAS DE BORDE EN EL ZOCALO 4. CERROS CORONADOS POR BANCOS DE SILEX. VINDOBONIENSE. 5. CALIZAS Y DOLOMIAS DEL VINDOBONIENSE MEDIO Y SUPERIOR. 6. LOS ALTOS NIVELES ARENO-FELDESPATICOS ("RAMPAS") SEGUN J. VAUDOUR (1979)

180 metros.

Uno de los aspectos fundamentales que diferencia las rampas mencionadas de la raña de Mesones es que no es posible imaginar su génesis a partir de un cono detrítico único. Exceptuando las "formaciones de bloques" no existe una capa detrítica grosera que culmine la rampa estando constituido este nivel superior por arenas arcósicas.

En Somosierra, entre los esquistos y micasquistos se intercalan numerosos bancos cuarcíticos, causantes durante los ciclos climáticos de la formación de la raña de Mesones. Sin embargo, al pié de la Sierra de Guadarrama, entre Alberche y Guadalix, no se ha producido un equivalente a la raña por ser el granito menos susceptible de agrietamiento durante los cambios climáticos.

En los montes de Toledo, si se dan las condiciones estructurales en los macizos para que se hubiese podido formar una raña a su pié. Sin embargo el desplazamiento del Tajo hacia el sur y el crecimiento de su valle han separado el pié de monte de los macizos paleozóicos.

Existen ciertos aspectos relacionados con la topografía de las rañas difíciles de explicar sin la intervención de una neotectónica. Por ejemplo la horizontalidad de la ram-

pa de Navalcarnero puede haber sido causada por un basculamiento hacia el norte. La diferencia de cotas, del orden de 100 m. entre la rampa de Griñón y la de Navalcarnero, en un sección Majadahonda-Sevilla la Nueva, puede explicarse en base aun accidente profundo en el zócalo.

Estos movimientos hacen más complicada una interpretación de las rampas. Tampoco existe una continuidad entre las plataformas de El Escorial y La Cabrera y las rampas areno-arcósicas.

Es difícil fijar una edad concreta para las rampas, pudiendo según las zonas ó la interpretación atribuida, señalar una edad del Villafranquiense Inferior-Medio ó Medio-Superior. En ocasiones cabe interpretar las rampas como superficies de acumulación y en otras como glacis de erosión.

III.3.- EVOLUCION DEL RELIEVE DE LA CUBETA

Una exposición de las teorías actuales acerca de la evolución del relieve de la cubeta terciaria y sus bordes debe tener en cuenta las teorías clásicas más importantes hasta mitad del presente siglo, ya que aquellas utilizan gran parte de las ideas sobre las que diversos investigadores se basaron para la elaboración de esos modelos clásicos.

Las primeras teorías surgieron con Macpherson (1879, 1880, y 1901), quién a partir de una orogénia precámbrica, que habría plegado el estrato cristalino, superpone otra hercínica. La Meseta es, más adelante afectada por unos movimientos, produciéndose la elevación de unas zonas y el hundimiento de otras que dan origen a los grandes lagos que perduran hasta una edad pliocena. Macpherson es probablemente el primer autor que habla de fallas en el Sistema Central.

Basándose en las ideas de Macpherson, surgieron posteriores trabajos, entre los que merece destacar los de E. Hernandez Pacheco --- (1922, 1923, 1929), quién establece la existencia de movimientos tectónicos verticales en la última fase hercínica y apunta una edad Paleógena en la que habría tenido lugar el rejuvenecimiento del Sistema Central, quedando estructurada una morfología en Horst - Grabens.

Vidal Box (1937, 1942) sintetizando los trabajos anteriores, establece definitivamente la estructura en bloques de la Cordillera Central, señalando así mismo la línea morfotectónica que separa las unida-

des sedimentarias de la cuenca, de los macizos gneísicos y graníticos.

Cabe destacar, como uno de los modelos clásicos, el debido a Schwenzner (1937), sugiriendo el desarrollo de escalones de piedemonte a partir de una tectónica de impulsos continuada. El modelo está basado en la "escalera de piedemonte" de Penk (1924).

Otro modelo clásico fué elaborado por Solé Sabaris (1952) y Birot y Solé Sabaris (1954), estableciendo la existencia de superficies desniveladas desarrolladas en dos fases. La primera fase termina en el Pontienne con una superficie fundamental de erosión. En la segunda fase se produce la elaboración de la penillanura pliocena posterior al rejuvenecimiento de la Sierra durante la fase Rodánica de la orogenia Alpina. En la Figura III.8, queda esquematizado el modelo de evolución propuesto por Solé Sabaris (1952).

Han sido numerosos los trabajos posteriores relacionados con la evolución del relieve y morfología de la cuenca. Entre otros puede citarse los de Alia Medina (1960, 1976, 1978) por sus aportaciones sobre la morfoestructura de la Fosa del Tajo en relación con la dinámica de Basamento. Parga y Pondal (1969) y Ubanell (1981) por sus trabajos sobre fracturación en el Sistema Central. Pedraza (1978), Vaudour (1979), Garzón Heydt (1980), Perez Gonzalez (1981) por la elaboración de modelos evolutivos de la cuenca y análisis de su morfología.

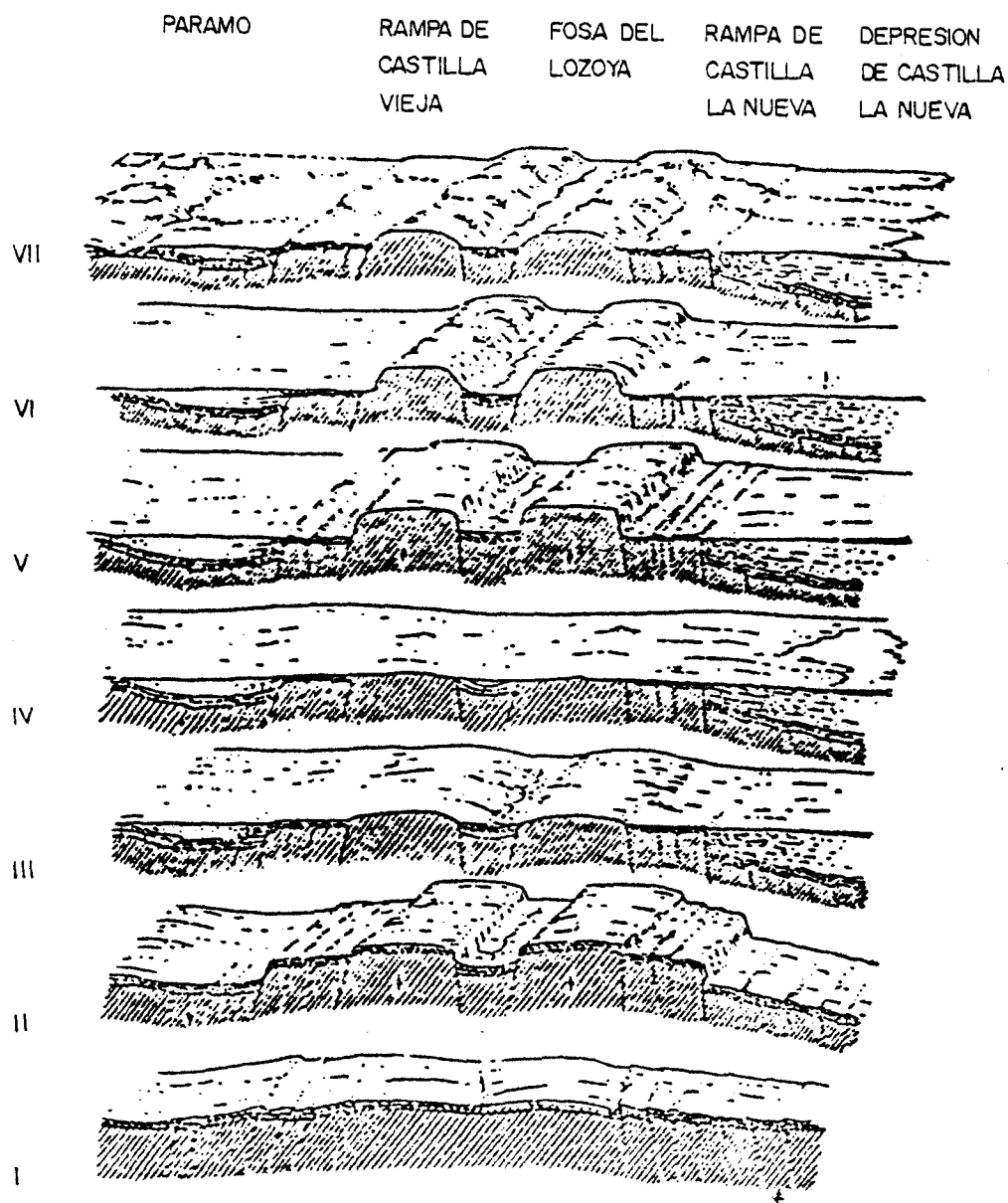


FIGURA III. 8. EVOLUCION MORFOLOGICA DEL SISTEMA CENTRAL SEGUN S. SABARIS. (1.952)

I. FINAL DEL OLIGOCENO: PLEGAMIENTO. II. MIOCENO: FRACTURACION E INDIVIDUALIZACION DE CUENCAS. III. COLMATACION DE ESTAS. IV. PENILLANURA PONTIENSE. V. FASE RODANICA: REJUVENIZACION DEL RELIEVE. VI. PENILLANURA PLIOCENA: FORMACION DEL PEDIMENTO Y MONTES ISLAS VII. REJUVENECIMIENTO POSTPLIOCENICO Y ENCAJAMIENTO DE LA RED HIDROGRAFICA ACTUAL.

Los modelos propuestos por Pedraza y G. Heydt están resumidos en "Los modelos evolutivos del relieve del Sistema Central e Ibérico, - (Sectores de Gredos y Guadarrama)" (1982, por Pedraza, F. Heydt y Uba--nell).

Pedraza (1978), establece un modelo basado en tres etapas, a partir de un conjunto de directrices que pueden resumirse en los siguientes puntos:

- No es posible seguir una referencia cronoestratigráfica por falta de elementos convencionales de datación (fósiles, capas guía, discordancias netas, etc...) por lo que prefiere expresarse en términos de "acontecimientos geológicos notables", bien marcados en los depósitos correlativos a la cuenca sedimentaria.

- La morfogénesis reciente se inicia con una superficie de erosión, tipo penillanura, que representa el final del ciclo hercínico y -- marca el inicio de la orogenia Alpina. Esta superficie es heterocrona y poligénica.

- Los procesos tectónicos responsables de la evolución del relieve pueden considerarse continuos.

- La morfología está de acuerdo con el modelo de escalones de piedemonte de Penk, pudiendo definirse una superficie de cumbre y tres superficies de meseta, más o menos degradadas (M1, M2, M3 en nomenclatu

ra de Schwenzner).

- La morfología global más reciente es debida a la tectónica de bloques produciendo Horsts y Grabens.

- Imposibilidad de explicar la formación de superficies de piedemonte, rampas, mediante el modelo clásico de pedimentación bajo un ambiente árido o semiárido.

Las tres etapas propuestas por Pedraza (1978) son las que él define como prearcósica, arcósica y postarcósica.

En la etapa prearcósica se establece la consolidación de la Cordillera Hercílica y los primeros movimientos del ciclo Alpino. El final de la etapa está señalado por la penillanura poligénica y el comienzo de la sedimentación arcósica durante el Oligoceno.

La etapa arcósica define el Sistema Central. Comienza con una desnivelación de la penillanura poligénica, siguiendo con un abombamiento de los macizos hercílicos y hundimiento de las cuencas que empiezan a rellenarse de sedimentos según un modelo de cuencas subsidentes confinadas en un ambiente de savana (clima alternativamente semihúmedo, calido-semiárido, cálido con abanicos aluviales), siendo el responsable de los materiales arcósicos de borde y de sus facies en el centro de la cuenca. Esta etapa termina en el Plioceno Medio (?) con la cabeza lacustre de los páramos (A. Perez Gonzalez, 1981) y la formación en el pie del maci

zo de un piédemonte de savana. Al final de la etapa existen la penillanura poligénica colgada en el Macizo y el piédemonte de savana en su base.

El comienzo de la etapa postarcósica está marcado por un fuerte movimiento de bloques entre el Plioceno Medio o Superior y el Pleistoceno bajo una , cada vez mayor, aridez del ambiente. Como consecuencia aparecen estructuras de Horsts y Grabens (aparición de la superficie de cumbres, por elevación de bloque, en base a la penillanura colgada, quedando parte de dicha penillanura formando parameras, es decir la superficie M3 de Schwenzner). El piedemonte de savana se modela en un clima árido originando la rampa superior a M2 de Schwenzner. Un nuevo movimiento tectónico consolida el Sistema Central, dándole una verdadera estructura de Horsts y Grabens. Estos últimos impulsos son los responsables de los depósitos de rañas y de una nueva llanura de la rampa (rampa inferior) que reemplaza con la Campiña, formando ambas la superficie M1 de Schwenzner. Esta llanura es muy irregular, ya que puede no existir ó ser la superficie superior M2 desnivelada.

Finalmente se produce el encajamiento de las redes fluviales, cuya instalación comenzó en la etapa anterior, continuando la degradación de los depósitos arcósicos.

En la Figura III.9., puede verse esquemáticamente el modelo evolutivo propuesto por Pedraza (1978).

El modelo evolutivo de Garzón Heydt (1980) es muy similar al

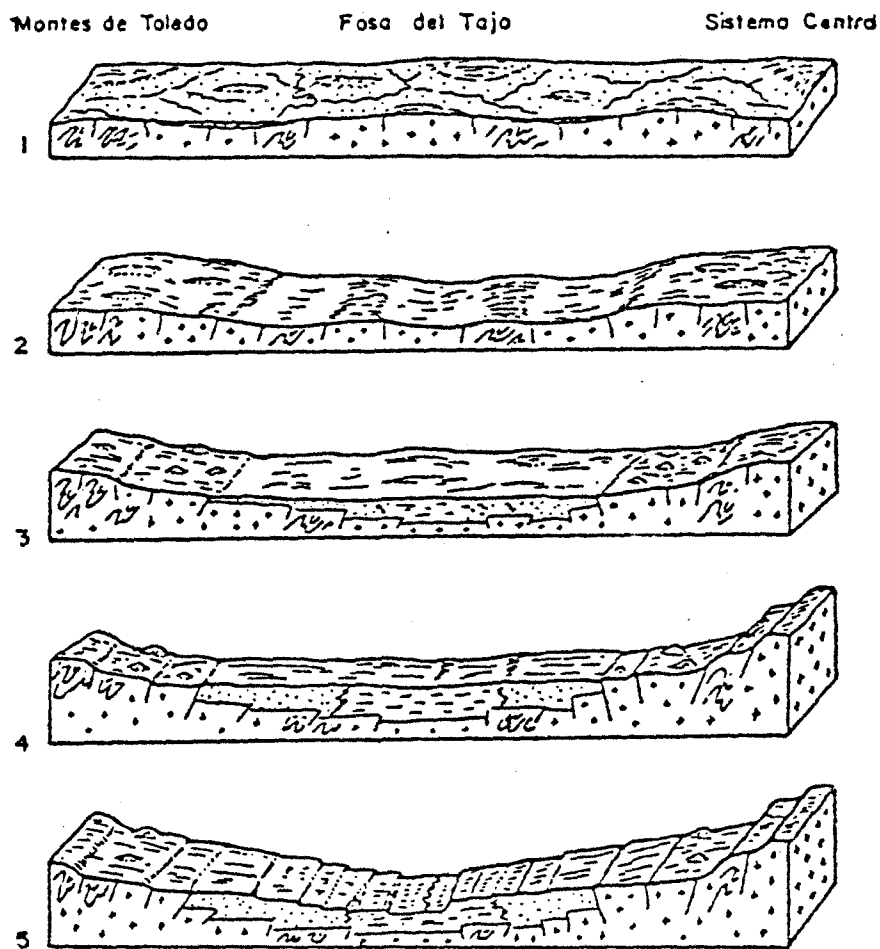


FIG. III 9 — Principales fases evolutivas del relieve. Esquema aproximado entre el Sistema Central y los montes de Toledo (según J. Pedraza, 1978).

1. Fin del ciclo prearcósico—Penillanura fundamental. 2. Ciclo arcósico, delimitación de Macizos y Cuencas. 3. Ciclo arcósico, colmatación de la Cuenca fundamental, formación de Pediments de lavado en los bordes del Macizo. 4. Ciclo postarcósico, delimitación de horts y grabens fundamentales, remodelado de los relieves de piedemonte (Pediment s. s.). 5. Ciclo de las redes fluviales actuales (llanuras encajadas en los valles) y fin del anterior (llanuras inferiores al Pediment, consolidación de los relieves de bloques).

de Pedraza; define tres superficies escalonadas, además del nivel de - cumbres. Las superficies escalonadas están asociadas con las definidas por Schwenzner y Pedraza.

Sobre una superficie desarrollada durante el Mesozóico se si tuan los depósitos de la unidad basal del Terciario, verificándose en algunas zonas procesos de resilicificación caolinitización favorecidos por las condiciones climáticas de lavado. Al cambiar las condiciones - climáticas hacia una mayor aridez, se define un nuevo ciclo en el que los minerales de montmorillonita y atapulgita son los más característiti cos.

Los movimientos tectónicos producen una sedimentación durante todo el Terciario (ciclo arcósico) al mismo tiempo que se hunden las fo sas. La desnivelación de la superficie inicial dá lugar al nivel de cum- bres y, en algunos puntos, a la superficie que al final del Terciario - señalará el nivel de colmatación.

Finalizado el ciclo anterior, tiene lugar otra desnivelación que corresponde probablemente a la fase Rodánica y es la causa de un - rejuvenecimiento de la Sierra y remodelación en la cuenca de sedimentata ción. Se desarrollan los glaciares que unen el Macizo con los materiales de centro de cuenca.

En la Figura III.10 está esquematizado el modelo evolutivo que propone Garzón Heydt.

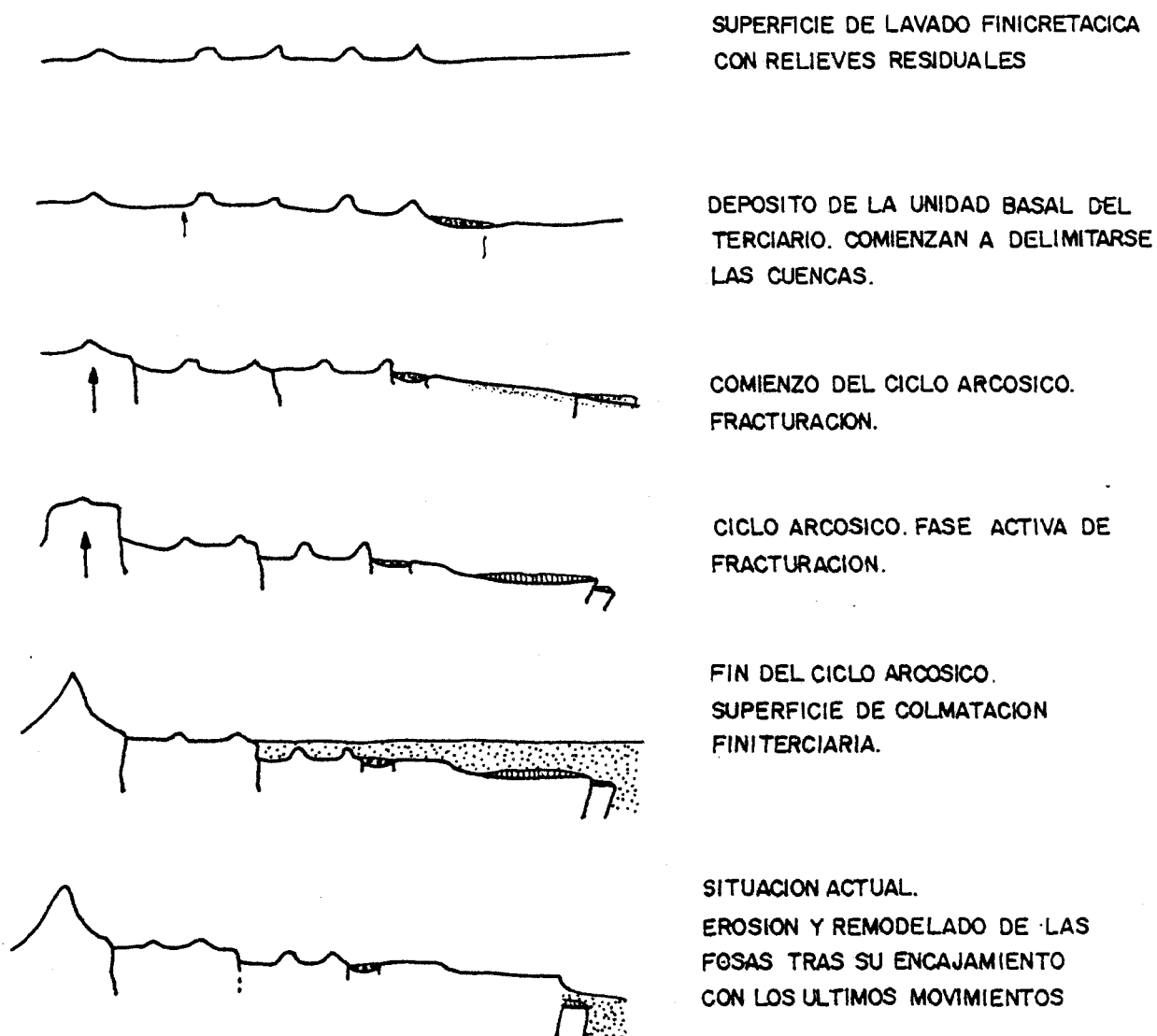


FIGURA III.10.- EVOLUCION DEL SISTEMA DE SUPERFICIES EN EL SISTEMA CENTRAL,
EN RELACION CON LOS SEDIMENTOS CORRELATIVOS Y LA ACTIVIDAD TECTONICA
(SEGUN GARZON HEYDT, 1980)

Vaudour (1979) plantea el estudio de la evolución de la cubeta y de sus bordes, teniendo en cuenta la imposibilidad de correlacionar las superficies llanas del zócalo con los niveles altos de la cubeta (páramos, rañas, rampas), siendo la tectónica y la erosión la causa de esa imposibilidad. Cualquier correlación debe apoyarse en argumentos geoquímicos, encuadrados en la evolución morfotectónica y morfoclimática de la región, a falta de datos paleontológicos y de dataciones absolutas.

La evolución de la cubeta y de sus bordes a partir del Neógeno puede resumirse de la siguiente forma según J. Vaudour (1979):

Al final del Mioceno existen unas superficies planas en los bordes de los macizos, tanto en los Montes de Toledo como en la Sierra de Guadarrama.

Durante el Mioceno en estas superficies el sustrato rocoso estaba cubierto por un manto de "alteritas", habiéndose elaborado a expensas de los afloramientos más sensibles a la hidrólisis (granodioritas y granitos calco-alcalinos de los batolitos de La Cabrera ó de Galvan-Sonseca. Las superficies finimiocenas, han llegado probablemente a su máxima perfección en el momento del depósito de los páramos - calcáreos, pudiéndose hablar de una superficie pontiense en el sentido de Solé Sabaris (1952) (y coincidente con la superficie M3 de Schwenzner).

Anteriormente a los depósitos calcáreos de los páramos se produjo el relleno de la cuenca bajo condiciones climáticas y tectónicas diversas. Así, en épocas de equilibrio, quizás coincidentes con un aumento de la pluviometría se forman los depósitos de la "serie blanca", correspondientes a una sedimentación química muy pura. En otras épocas, el cubrimiento de "alteritas" es erosionado, produciéndose el transporte de arenas y arcillas bajo condiciones climáticas de marcada aridez y de menor estabilidad tectónica.

Las "formaciones de bloque" de Torrelodones y Toledo no pueden ser correlativos a la formación de las superficies finimiocenas. En algunas zonas la fosilizan y en otras la erosionan. Además parece difícil explicar que grandes bloques hayan podido rodar por pendientes muy suaves.

Las superficies finimiocenas han sufrido ciertas modificaciones durante el Plioceno ó Plio-Villafranquiense. En las superficies de La Cabrera y de El Escorial se han formado alveolos, cubetas de erosión, canales de erosión, etc. En la plataforma de Toledo, aunque también se han producido erosiones postmiocenas, el recubrimiento de alteritas se ha conservado más íntegro.

Numerosas manifestaciones de una neotectónica post-pontien- se pueden observarse en la fosa del Tajo (Figura III.11.). En los bancos calizos pontienses, las ondulaciones regionales se ordenan según la dirección NE-SW ó NNE-SSW, que son así mismo orientaciones privile-

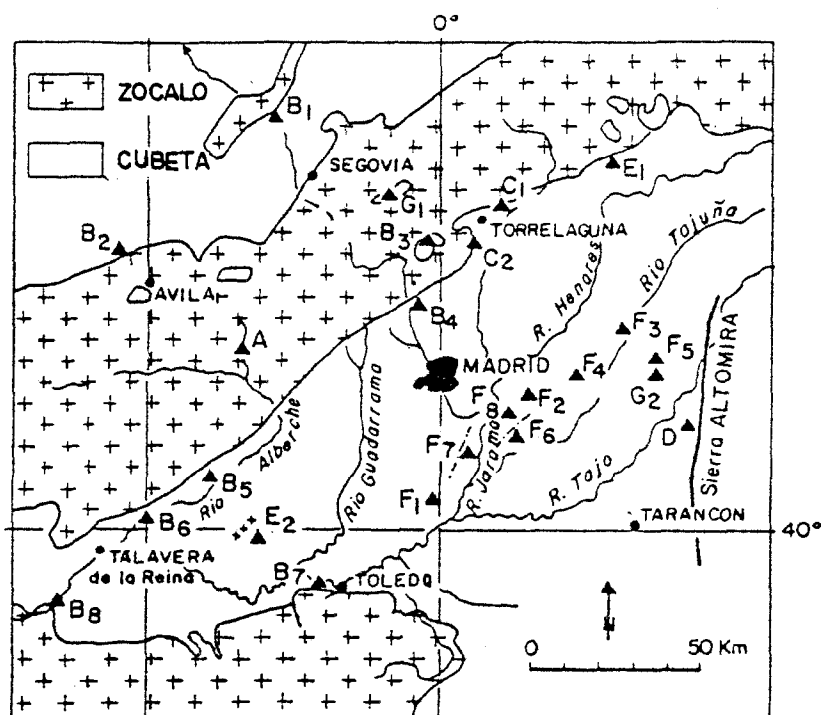


FIGURA III. II.- FALLAS INVERSAS Y NEOTECTONICA PONTIENSE Y POST-PONTIENSE. LOCALIZACION DE LOS PRINCIPALES ACCIDENTES. (Vaudour, 1979).

LEYENDA:

- A: FALLA INVERSA DEL ZOCALO.
- B: NEOGENO DETRITICO CABALGADO POR EL ZOCALO
- C: REJUEGO DEL BORDE CRETACICO
- D: CALIZA PONTIENSE CABALGADA POR EL MESOZOICO. FLANCO DE LA SIERRA DE ALTOMIRA
- E: DEFORMACIONES QUE AFECTAN EL NEOGENO DETRITICO
- F: ONDULACIONES SINCLINALES Y MICROFALLAS INVERSAS EN LAS FACIES CENTRALES (YESOS O CALIZAS)
- G: TERREMOTOS. FOSA DEL PAULAR (1755). PASTRANA (1921-1922)

(LAS OBSERVACIONES SE DEBEN A DIVERSOS AUTORES)

giadas de las líneas de relieve. Con la dirección NW-SE se ponen de manifiesto una serie de anticlinales y sinclinales. También se han detectado pequeñas fallas inversas cubiertas por la superficie plio-villa--franquiense.

La disolución de yesos y la hidratación de la anhidrita provocan dislocaciones en los terrenos subyacentes, sin embargo no parece que todas las deformaciones observadas en las evaporitas en el centro y sur de la cuenca puedan ser atribuidas a una pseudo tectónica yesífera. Tampoco está excluido que los periodos frios cuaternarios hayan podido intervenir en la génesis de los pliegues observados en los alrededores de Vallecas (A. Cailleux, 1956). F. Hernandez Pacheco (1962), señala que los sectores intensamente plegados, con pliegues de una gran regularidad se ordenan según la dirección NNE-SSW, que es la que tienen los sinclinales calcáreos de Morata de Tajuña y Gozquez.

Existen, por tanto, ciertos hechos que inducen a pensar que los accidentes de superficie son reflejo de una tectónica profunda, - aunque no es fácil saber si se trata de un juego vertical de bloques o de otro tipo de manifestación tectónica.

En la Cordillera Central y en sus bordes han sido señalados numerosas manifestaciones de la neotectónica finipontienne y post-pontiense indicativas de una reactivación de las grandes fallas marginales.

Así, Fuster et al. (1959) atribuyen al Terciario Superior -- una fractura que afecta a la "formación de bloques" en los alrededores de Cabeza de Guadaliix. E. Soers (1972), indica que la falla de Almirue te afecta a depósitos miocenos ó post-miocenos, por lo que admite una tectónica neoalpina en la parte oriental de la Cordillera Central. M. Escorza et al. (1972), señalan entre Mombela y Pelahustan una falla inversa de dirección 55° N. entre el zócalo cristalino y la formación detrítica grosera. La compresión ponto-pliocena, probablemente ha incurvado el plano de falla Oligo-mioceno y lo ha transformado localmente en cabalgamiento. Fuster et al. (1954) describen en el sector de Torrelodones una falla inversa con un plano inclinado hacia el NW de 70° a 80° . Entre Calera y Alcaudete una falla normal N 30° E, inclinada 70° hacia el W-NW, pone en contacto el zócalo y los terrenos sedimentarios. En la prolongación de la falla de Torrelodones hacia el este, el zócalo y su cobertura cretácea desaparecen por flexura bajo los depósitos terciarios (Vaudour, 1979).

Las manifestaciones señaladas y varias más son indicativas de un levantamiento reciente en las Sierras próximas a Madrid, tanto al Norte como al Sur, si bién es difícil asignar una amplitud al re- juego post-pontiense. J. Vaudour indica, que podría estimarse un levantamiento próximo a los 100 metros, ya que este es el desnivel que se aprecia entre las plataformas o rampas y los alveolos plio-villa-franquienses tanto en el Sistema Central como en los Montes de Toledo. Este mismo autor aporta otras razones basadas en datos sismicos. Sin embargo conviene por el momento observar esta cuestión con cierta

cautela, ya que la sismicidad registrada en Toledo, es en realidad una microsismicidad de origen aún no bien conocido.

Por otra parte, parece que el borde de la cubeta al norte de Madrid ha sufrido fenómenos de subsidencia durante el Plioceno, incluso durante el Cuaternario. Los sondeos gravimétricos y sísmicos interpretados por Kindelan y Garcia Siñeriz (1928) y por Garcia Siñeriz --- (1933, 1941) ponen de manifiesto una gran depresión dentro de la fosa principal y más profunda que ella discurriendo al pié del escarpe de Torrelodones. Está constituida por dos cubetas ovoides, alineadas según un eje NE-SW. La primera se sitúa en los alrededores de El Pardo y la segunda al Oeste de Las Rozas, estando ambas separadas por una elevación orientada según un eje Torrelodones-Las Rozas. Los datos geofísicos parecen confirmar que el Cretácico se sitúa a 1.850 metros de profundidad en Valdetorres de Jarama, estando desnivelado 1.400 metros en El Molar sobre una distancia horizontal de 1 Km. En Brunete los depósitos detríticos alcanzan al menos los 750 metros. Según Alia (1960) se está en presencia de una fractura que ha funcionado durante todo el Terciario, aunque es difícil con los datos actuales asignar que parte corresponde al Paleógeno y que parte al Neógeno.

Existen desde principios de siglo varios sondeos, superando algunos de ellos los 300 metros, unos próximos al borde del Sistema Central y otros más cercanos a Madrid, sin embargo como señala J. Vaudour (1979), están generalmente descritos con poca precisión y detalle, al menos como puede verse en La Guía Geológica, Hidrogeológica y Minera

de la provincia de Madrid (Perez Regodón, 1970).

Tenemos constancia de la existencia de sondeos profundos en la cuenca del Tajo, realizados en investigaciones petrolíferas o para estaciones de seguimiento de satélites, sondeos todos ellos no publicados, ni accesibles. Actualmente se están realizando en Madrid algunos sondeos con profundidades superiores a los 200 metros con fines de investigación geológica geotécnica, en un plan conjunto en el que interviene el Ayuntamiento, pero aún no están en fase de ejecución.

Entre los sondeos descritos por Perez Regodón (1970) encontramos que en San Agustín de Guadalix se realizó un sondeo hasta 205 metros, atravesando gravas, arenas, arcillas arenosas y arcillas. Sin embargo en otro sondeo en esa misma localidad se encuentran niveles calizos a partir de los 62 metros. (el primero a profundidad de 27 m. de potencia).

En San Sebastián de los Reyes en un sondeo se atraviesan 176 metros constituidos por gravas, arenas, arcillas y mezclas de todas en la misma población, en otro, a los 39 metros de profundidad comienza la aparición de margas y a los 61 de calizas margosas.

En principio, estas disparidades resultan extrañas. En las proximidades de Alcobendas el I.G.M.E. practicó un sondeo de 200 metros apareciendo margas a 128 metros (otro pequeño nivel de 2,5 metros se detectó a 7,5 metros). El mismo Instituto a la altura del Kilómetro 22,4

de la Carretera Nacional I atravesó en un sondeo 304 metros de arenas, arcillas y arcillas arenosas, con una litología semejante a otro de 305 metros, próximo a Barajas (población). En El Goloso, otro sondeo alcanzó los 265 metros, con predominio de arcillas a partir de 112 metros. En las proximidades de la autopista de Barajas, un sondeo llegó a 201 metros, atravesando una alternancia de arenas y arcillas arenosas. En los Viveros del ayuntamiento de Madrid, en Puerta de Hierro se atravesaron 204 metros de arenas, arcillas arenosas y arcillas. En la Casa de Campo aparecen niveles calizos de 168 metros, después de alternancias de arenas y arcillas. En Campamento se profundizó hasta 148 metros sin salir de alternancias de gravas, arenas y arcillas arenosas. Mas al sur, en Carabanchel Alto, los yesos hacen aparición a los 84 - metros mezclados con arcillas.

En el casco urbano de Madrid se han realizado también algunos sondeos: en los primeros números de la Calle Lopez de Hoyos, alternan los niveles de arenas y arcillas arenosas hasta los 146 metros, apareciendo luego arcillas azules. En el Parque de las Naciones se describen margas a 300 metros, después de 270 metros de arena con arcilla. El siglo pasado se practicó en la calle Espoz y Mina un sondeo de 195 metros atravesando primero arenas y luego arcillas.

En los sondeos realizados al Sur de Madrid se atraviesan niveles constituidos por arcillas grises, margas grises y azules, calizas y yesos, claramente distintos de los depósitos areno arcillosos del Norte de Madrid.

Es difícil, como apunta J. Vaudour (1979) con el estado actual de las informaciones disponibles, reconstruir la topografía anterior a los depósitos detríticos post-pontienses, incluso como se comentó anteriormente, definir en el tiempo la subsidencia situada al Norte de Madrid, en la cual se han depositado, al menos en parte, materiales de tríticos.

En la Figura III.12, Garzón Heydt (1980), resume la evolución del Sistema Central según diversos autores.

Fases	Edades	Schwenzner (1937)	Briot y Solé (1954)	Vaudour (1977)	Pedraza (1978)
Walaquica	0 Holoceno	Encajamiento terrazas	Formación de las terrazas	Terrazas	Terrazas
	10.000 Pleistoceno				
	3 m.				
Rodánica		Ondulación Pliocenos	Suaves deformaciones cuaternarias	Rañas Superiores (Ilita, Caoli.)	Vertientes glacia
Alca		Superficie M ₁ Rampa inferior (880-1050 m.) ↓ Canturreal 2° Med. Superficie M ₂ (1000-1200 m.) ↓ Cantos de cuarzo y cuarcita Inf. 1°	Formación del Pedimento con Montes Isla Clima seco tropical con aguaceros Deformación en la vertical de la Sup. Pinipontense	Costras calcáreas Alcarria (Ilita, caoli., calc.) Limos rojos con nódulos Elevación superf. Fini-Miocena Formac. bloques (Ilita, caoli., Montm., Calc.) Inf. Compresión Ponto Pliocena	Pedimentación Semiárida → → Llanura encajada en el Pediment heredado Desnivelación exagerando los Horst y Grabens
Estárica		Superficie M ₃ (1250-1550 m.) ↓ Sed. Caliza Páram. (Sup. acarr. Pontica) Sup. Cumbres (1700-2300 m.) (Dachfläche) Sedimentos Tortonienses Superficie Pretortoniense	Ciclo de erosión y sedimentación Mioceno Formación de la superficie de erosión fundamental finimiocena Abombamiento principal, compartimentación en bloques	Calizas Páramos Arenas y conglo. fluviales rojos Pedimentación con bisialitización (clima sabana) Arenas Serie feldes. Blanca (Ilita, Micas, Mont, Sepioli.)	Desnivelación progresiva Penillanura Poligénica → → Planicie Meseta Pedimentación con montes islas (clima sabana)
Savica		Superficie Pretortoniense	Abombamiento de las sierras y formación de las depresiones	Arenas Serie micáceas Gris finas (Ilita, Micas)	Formación Penillanura Poligénica Fundm.
Final hercinica		Superficie Pretortoniense	Penillanura Pretriásica		

FIGURA III. 12 - RESUMEN DE LA EVOLUCION DEL SISTEMA CENTRAL PARA LOS DIFERENTES AUTORES (Garzon Heydt, 1980)

III.4.- CUATERNARIO DE LA ALTA CUBETA DEL TAJO

El encaje de los ríos y los depósitos aluviales tal como los conocemos hoy obedece a procesos geológicos elaborados fundamentalmente durante el Cuaternario, incluyendo en esta era el Villafranquiense, al menos Superior. Entre estos procesos geológicos han tenido especial influencia las deformaciones del zócalo en profundidad y los últimos juegos de las fallas marginales.

La red fluvial fundamental está constituida por la cuenca -- principal del río Tajo y de sus afluentes por la derecha, Jarama, Tajuña, Henares, Manzanares y Guadarrama.

El volumen de materiales erosionados durante el Cuaternario es considerable, siendo el desnivel entre el lecho de los ríos y los altos niveles plio-villafranquienses mayor al Este que al Oeste. Así, el desnivel entre el lecho del Guadarrama y la rampa de Navalcarnero es de 130 metros y de 220 metros entre el fondo del valle del Jarama y las superficies que constituyen la rampa de Mesones ó los páramos pontienses. El desnivel entre la plataforma de Olias del Rey-Bargas y el valle del Tajo, en los alrededores de Toledo es del orden de 180 metros. La anchura de los valles es también considerable.

El Cuaternario cubre grandes extensiones al Este de Madrid, en la Campiña del Henares, ocupando áreas situadas en la margen derecha del río Henares. Cubre también los cauces de los ríos principales,

especialmente del Jarama, Tajuña y Manzanares, así como las vaguadas de los arroyos tributarios.

En las zonas situadas al este de Madrid, es fácil distinguir el Cuaternario por la presencia de cantos de cuarcita y cuarzo. Sin embargo, en ocasiones, no es tan sencillo distinguirlo en las cuencas del Manzanares y del Guadarrama donde tienen un gran parecido "de visu" las arenas feldespáticas Pliocenas y Cuaternarias.

Entre los geólogos que han trabajado en la alta cuenca del Tajo, no existe unanimidad en cuanto a la definición del número de terrazas en el valle del Tajo y de sus principales afluentes por la derecha.

En el Tajo, Aranegui, Roldan y G. de Llarena distinguen tres terrazas por encima del lecho. En Toledo están situadas a 17 metros, a 52 metros y la más alta a 86 metros. En Aranjuez y Talavera de la Reina son similares, debiéndose la variación de cotas a diferencias en la pendiente del río entre las épocas en que se depositaron las terrazas y la actualidad.

F. Hernandez Pacheco, Román y Aranegui, distinguen en el Jarama tres niveles de terrazas de las cuales, en Alcalá de Henares, se -- aprecian la más baja a 5 metros y otra a 20 metros.

Las terrazas del río Manzanares han sido estudiadas entre --- otros por Perez de Barradas y E. Hernandez Pacheco, donde se vuelven a

señalar tres niveles principales situados entre 6 y 12 metros, entre 30 y 40 metros y a 100 metros (110 metros en la Dehesa de la Villa y 100 metros en el Cerro Garabitas). Royo Gomez et al (1929), Obermaier (1925) y Riba (1957) reconocen tres terrazas en la margen derecha del Manzanares a su paso por la Capital, una baja a lo largo del cauce, otra a 20 metros y la superior a 45 metros. En la margen izquierda estos mismos autores no hablan de terrazas, sino de superficies de arrasamientos a 30 y 45 metros.

Sin embargo en estudios más recientes en la pasada década, J. Vaudour (1979), distingue hasta siete terrazas en la margen derecha del Henares, entre Guadalajara y Alcala. A. Guerra et. al (1970), señalan nueve terrazas en los alrededores de Azuqueca y trece Perez Gonzalez y -- Asensio (1973) en la misma zona.

Los esquemas de estas últimas investigaciones son más concordes con las investigaciones realizadas en otras áreas mediterráneas y alpinas, para las que se señala una cronología larga del Cuaternario y no una cronología corta de tres niveles como se venia adoptando para la alta cuenca del Tajo.

En cuanto al espesor de los aluviales es muy variable de unos valles a otros, así como entre terrazas altas y bajas. En los valles del Jarama y Henares las terrazas están escalonadas, constituyendo aluviales de 2 a 4 metros de espesor, y separadas por taludes bien definidos, en los que a pesar de los coluviones existentes no es difícil ver

aparecer el Terciario. Sin embargo, las terrazas bajas del Manzanares - presentan un espesor considerable de aluviones. En la de San Isidro, el espesor de arenas y gravas llega a ser superior a los 15 metros.

Las terrazas y los glaciares aluviales se han depositado en condiciones hidrodinámicas y climáticas semejantes (Asencio Amor, J. Vaudour 1967 ; Perez Gonzalez, Asencio Amor, 1973), habiéndose constituido generalmente en épocas frías.

En los valles del Jarama y del Henares predominan las cuarcitas, existiendo en pequeña proporción el cuarzo y los cantos de granito y gneis. En el lecho y aluvial del Henares abundan los cantos calizos y los esquistos en el Jarama. En los valles del Guadarrama y Manzanares - es menos frecuente encontrar cantos, siendo , por otra parte, más reducida la presencia de cuarzo; sin embargo en los niveles altos ocurre lo contrario, detectándose una mayor abundancia de elementos de cuarzo.

En todos los valles de la cuenca alta del Tajo; se observa una disimetría generalizada, tanto en los que siguen una dirección Norte-Sur como en los que la dirección predominante es Este-Oeste.

Parece ser, y así ocurre en cuencas pertenecientes a otras regiones, que la disimetría se da en valles encajados en formaciones blandas pero coherentes. Esta condición la cumple el Neógeno de la cuenca alta del Tajo, pero no es suficiente para explicar esa disimetría. En efecto, en la disimetría han podido influir las oscilaciones climáticas

durante el Cuaternario, asociadas a fenómenos de soliflucción en el fondo de los valles, sobre todo en los orientados en la dirección Norte-Sur (Guadarrama, Jarama, etc..). No obstante, la disimetría con origen tectónico es más clara. Los valles disimétricos ubicados en la cuenca sedimentaria se han adaptado generalmente a la tectónica profunda, puesta de manifiesto a nivel de zócalo por fracturas de direcciones N-S, W-E, NE-SW (Alía, 1960). En los valles situados en el contacto de la cuenca sedimentaria con el zócalo, las terrazas se han desarrollado sólo en los depósitos terciarios, teniendo también la disimetría un origen tectónico como consecuencia de la reactivación de las fallas marginales.

En relación con la disimetría de los valles disimétricos se ha producido alguna captura de ríos en la Campiña de Henares, siendo uno de los ejemplos más claros de captura por el Torote del Arroyo Camarmilla al Norte de Torrejón del Rey.

III.5.- SUELOS DEL CASCO URBANO DE MADRID Y SUS ALREDEDORES

Son varios los tipos de suelos que afloran y existen en el subsuelo de Madrid y sus alrededores. En una primera clasificación podemos distinguir depósitos terciarios y los recubrimientos cuaternarios.

Los recubrimientos cuaternarios ocupan el cauce del río Manzanares y las vaguadas de los arroyos tributarios. Estos últimos no funcionan actualmente como tales, al menos en lo que afecta al casco urbano.

Los arroyos más importantes entre los Montes del Pardo y el arroyo de Butarque son, en la margen derecha del Manzanares, el arroyo de Trofa, el de la Zarzuela, el de Valdemarín, el de Pozuelo de Alarcón, el de Antequina, el de Valdeza, el de Meaques, el de Lucbe, y el de Prado Longo. En la margen izquierda, los más importantes son de Norte a Sur, el Barranco de La Real Quinta, el de Fresno con sus afluentes de Vequilla y de la Huerta del Obispo, el de Cantarranas, el de San Bernardino, el Abroñigal con su afluente de la Castellana y el de la Gábia (Figura III.13).

El aluvial del Manzanares y de sus arroyos está constituido por arenas feldespáticas, en general gruesas, siendo, en ocasiones difíciles de distinguir "de visu" de otras formaciones detríticas más antiguas.

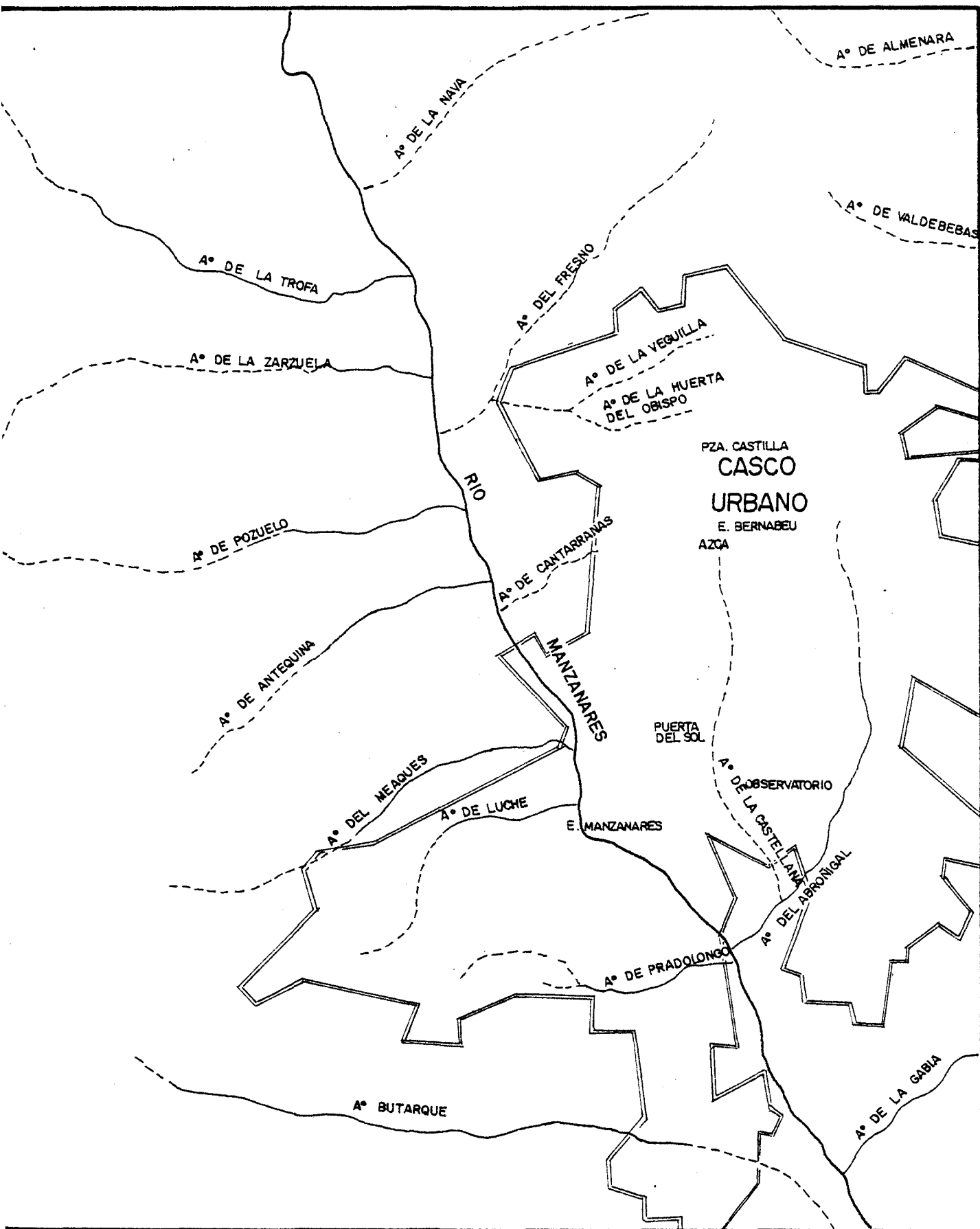


FIGURA III. 13.- ESQUEMA DE LOS PRINCIPALES RIOS Y ARROYOS DEL AREA DE MADRID

El espesor de los depósitos aluviales del río Manzanares es variable a su paso por la capital. La potencia de acarreos es superior hacia el sur, pero en general no supera los 10 metros. La extensión del aluvial se sitúa entre 300 y 800 metros hasta las proximidades del barrio de la Arganzuela. A partir de aquí cubre zonas del orden de 2 kilómetros en los barrios de Usera, Legazpi, San Fermín y los situados más al sur.

En el área que nos ocupa se distinguen tres niveles de terrazas en la margen derecha del río Manzanares, situadas respectivamente, sobre el nivel del río, a 20 metros y a 45 metros. (Royo Gómez et al., 1929; Obermaier, 1925; Riba, 1957). Estos mismos autores señalan superficies de arrasamiento a 30 metros y a 45 metros y una terraza a nivel del cauce en la margen izquierda. El desarrollo de la ciudad y la explotación, como areneros, de estas terrazas, ha ocasionado su difícil reconocimiento en muchos casos.

En el arroyo del Abroñigal, por el que hoy discurre la carretera de circunvalación M-30, se han reconocido espesores de aluvial del orden de 10 metros. Este mismo espesor de aluvial también se ha puesto de manifiesto en el actual Paseo de la Castellana, por el que discurrió el arroyo del mismo nombre. En este último arroyo, en los sondeos realizados para las obras de ferrocarril Las Matas-Atocha se encontraron frecuentemente fangos junto a arenas y gravas.

En numerosas zonas de la Capital aparecen rellenos recientes,

en general fáciles de identificar cuando se trata de escombreras. En otras ocasiones, estos rellenos están constituidos por materiales detríticos procedentes de excavaciones. Estos últimos son más difíciles de reconocer, sobre todo en aquellas áreas en las que la facies detrítica es el sustrato sobre el que se apoyan. Estos depósitos artificiales aparecen fundamentalmente en las vaguadas de muchos pequeños arroyos, pero también se detectan en zonas que en otros tiempos fueron límite de la ciudad.

Entre los depósitos terciarios, se distinguen, una facies detrítica, que aflora en toda la zona norte y a ambos lados de Madrid, una facies evaporítica, al sur y entre ambas una facies que se ha venido denominando de transición.

Aún no está completamente explicada de forma satisfactoria la historia geológica de estas formaciones, sobre todo en lo que concierne a la facies detrítica y el cambio lateral, en ocasiones brusco, a la facies de transición. Para un mejor entendimiento de estos hechos es necesario contemplar el panorama geológico de la Cuenca Alta del Tajo, razón por la cual se han expuesto en los puntos anteriores distintos puntos de vista sobre la evolución de dicha cuenca. Riba (1956-1957) señala que las tres facies mencionadas, son características de la sedimentación en una cuenca dentro de un ambiente continental y según - Martínez Alfaro (1978) esas características se adaptan al modelo conceptual de un abanico aluvial de Lopez Vera (1977).

Es difícil considerar un modelo simple de abanico aluvial para explicar la formación de los depósitos terciarios en el área de Madrid. Sería obligado admitir también una continuidad estratigráfica entre las arenas de la facies detrítica situada al norte de Madrid y la facies evaporítica de centro de cuenca, explicando los contrastes litológicos por cambios laterales de facies como propone Royo Gomez (1929) e implícitamente se admite en las publicaciones del I.G.M.E.

J. Vaudour (1979) pone de manifiesto la existencia de, al menos, dos facies detríticas en la cubeta. Por lo que si se admiten como Pontieneses los páramos calizos situados al sureste de Madrid, las arenas gris claro que aparecen bajo los mismos, en diversas zonas, serían anteriores a esa edad, siendo postmiocenos los afloramientos de arenas feldespáticas situados al norte de la capital.

En el estado actual de conocimiento, a falta de mejores referencias cronoestratigráficas, pero sobre la base de datos disponibles, como son la existencia de al menos dos distintas facies detríticas y las manifestaciones de tectónicas pontienses, parecen más apropiados los modelos evolutivos de Pedraza (1978), J. Vaudour (1979), Garzón Heydt (1980), brevemente resumidos en el punto 3. de este capítulo, para explicar las transformaciones habidas en la cuenca alta del Tajo.

El relleno se ha producido en una cuenca subsidente durante

todo el terciario bajo diferentes manifestaciones tectónicas y climas distintos. Concretamente al norte de Madrid se ha producido un fenómeno de subsidencia dentro de la fosa principal, durante el Plioceno, incluso en parte del cuaternario. La razón de atribuir esta depresión al Plioceno se fundamenta en la discontinuidad litológica existente entre los materiales detríticos que la rellenan, al menos hasta una cierta profundidad y los materiales pertenecientes a la facies de transición y evaporítica de edad miocena bien datada.

Parece razonable por tanto atribuir al Plioceno los materiales detríticos situados al norte de Madrid y que también ocupan una gran parte del casco urbano de la capital. El contacto entre el Mioceno y el Plioceno no es simple, existiendo una variedad de niveles intercalados, los cuales pueden interpretarse según F. Hernandez Pacheco como depósitos de segunda formación, procedentes por arrastre de las aguas, bien de las formaciones detríticas pliocenas, bien de las formaciones arcillosas miocenas. Estos procesos han podido ser la causa de la aparición de restos fósiles de *Testudo Bolivari* en áreas en las que los depósitos corresponden fundamentalmente al conjunto Plioceno, lo cual a su vez es una de las razones por las que se han datado como miocenos los depósitos detríticos situados al norte de Madrid.

En el conjunto detrítico se distinguen dos unidades, que según algunos investigadores están separadas por una discordancia erosiva de forma análoga a como ocurre en la parte occidental de la fosa del Tajo (Martin Escorza y Hernandez Enrile, 1972) entre las cuatro unidades

detríticas allí existentes.

La diferencia fundamental entre las dos unidades detríticas es el conjunto de finos, siendo más arenosa la superior. Localmente, - la unidad superior es conocida como "arena de miga" y la inferior como "tosco", si bién existe una gran variedad de materiales detríticos, diferenciados básicamente por su proporción de finos. Es frecuente que en el nivel de "arena de miga" existan capas más arcillosas, cuyo espesor no suele superar los dos o tres metros y que en el nivel de tosco existen capas arenosas.

La coloración de la "arena de miga" es marrón-amarillenta - clara y pasa a tener tonalidades pardo rojizas en los niveles de "tosco".

Otras características de ambas unidades detríticas y que en gran medida son definitorias de su comportamiento son su cementación y la posible preconsolidación a que se encuentran sometidas. Más adelante se tratarán con detalle estos aspectos.

Los taludes que se observan en las excavaciones del casco urbano y sus alrededores, tanto en "arena de miga" como en los materiales tosquizados, se mantienen verticales ó casi verticales hasta varios metros de altura, durante largo tiempo, apreciándose sólo signos de erosión cuando el agua ha circulado por aquellos de "arena de mi-ga". Esto induce a pensar que los materiales de la facies detrítica se

encuentran cementados.

La preconsolidación de estos materiales detríticos, es una propiedad que implícitamente se viene admitiendo aunque hasta ahora no se haya podido comprobar de forma definitiva por los métodos tradicionales de mecánica de suelo en laboratorio. Sin embargo, existen suficientes indicios geológicos como para suponer que en el área de Madrid un considerable volumen de materiales ha sido erosionado.

La rampa de Madrid situada al norte de la Capital, presenta altitudes próximas a 760 metros, si bien no de forma continua, sino constituyendo multitud de lomas y colinas. En zonas más próximas a los barrios norte de Madrid, la altitud es de 740 metros en algunos puntos estando la rampa fuertemente erosionada (J. Vaudour, 1979). Más al Sur la facies detrítica grosera se extiende por debajo de la cota de 700 metros, al este de Madrid y separada por el río Manzanares. La rampa de Griñón, de relieve más uniforme que la de Madrid, presenta una altitud de 766 metros en Las Matas y de 745 metros en el paralelo de Madrid, que pasa por los barrios del centro.

A la vista de la topografía de estas rampas puede pensarse que se trata de un conjunto único erosionado por el río Manzanares. Los análisis mineralógicos de minerales pesados presentados por J. Vaudour, 1979, en su tesis doctoral refuerzan esta idea de conjunto único.

El estado actual de conocimientos no permite correlacionar

de forma definitiva los niveles más elevados de la alta cubeta del Tajo, debido a los importantes fenómenos tectónicos y de erosión habidos en el Neógeno y Cuaternario, como se expuso en los puntos anteriores. En cualquier caso, y teniendo presente la Figura III.7, no resulta aventurado considerar una altitud del orden de 705 m. que marcaría el final del relleno de la facies detrítica en el centro del casco urbano de Madrid.

En la actualidad la "arena de miga" correspondiente a la facies detrítica se presenta al norte del casco urbano en la Ciudad Universitaria, Cuatro Caminos, El Viso, Prosperidad, Chamartín, Ciudad Lineal y Hortaleza, por encima de la cota 690 metros. También se presenta al sur de San Blas por encima de esa cota. Al Oeste de la Capital aflora en la Casa de Campo, Aluche, Campamento y Carabanchel Alto por encima de la cota 640 metros. Sin embargo en ambas márgenes del río -- Manzanares, al norte del Cerro Garabitas, en la margen derecha, y al noroeste de la Ciudad Universitaria, margen izquierda, la "arena de miga" cubre el terreno hasta la cota 600 metros, donde comienza el cuaternario del río.

La gama de materiales tosquizos aflora en una amplia zona -- del centro de la capital en Argüelles, Centro, Lavapiés, Chamberí, -- Buena Vista, Salamanca, Retiro, Ventas, La Concepción, Moratalaz, parte del puente de Vallecas, San Blas y Canillas por encima de la cota 625 metros, aunque más al norte, alrededor de San Isidro aflora por encima de la cota 610 metros y en la zona de la Puerta del Ángel y esquina sureste de la Casa de Campo puede observarse a un nivel ligera-

mente superior a la cota 600 metros.

Se incluye esta unidad que, es infrayacente a la "arena de miga", donde esta aflora, en la fácies detrítica de Madrid, y se considera para la misma una edad Pliocena, ya que, como se comentó anteriormente, la tradicional atribución miocena está en parte basada en los hallazgos fósiles del Testudo Bolivari (Arroyo de Meaques, Bolívar, 1872, Cuartel del Infante D. Juan, Royo, 1921; Puente de los -- Franceses, F. Hernandez Pacheco, 1926; Dehesa de Moratalaz, Royo y Menendez, 1928; Arenero Antolín Garcia en la carretera de Extremadura, Royo y Menendez, 1928; etc.) y estos hallazgos se han producido unas veces en niveles de arcillas de tonalidades verdosas, conocidas como peñuelas generalmente por debajo de la cota 600 metros (por ejemplo en el valle del Manzanares junto al Puente de la Princesa, o a nivel de las Cambronerías) y otras veces, si bien dentro del nivel correspondiente a los materiales tosquizados los hallazgos se han localizado en el interior de capas muy arcillosas y de aspecto margoso (excavaciones del Cuartel del Infante Don Juan, Dehesa de Moratalaz, Arroyo de los Meaques), que bien pueden corresponder a niveles de segunda -- formación procedentes por arrastre de aguas a depósitos miocenos. Consideramos por tanto que la datación miocena de los materiales tosquizados y de la "arena de miga", reposa sobre datos paleontológicos poco definitivos. No obstante hemos observado niveles muy arcillosos de tonalidad marrón claro y próximos a la cota 620 metros (excavaciones -- para la construcción del Tramo Alonso Martinez-Plaza de España del -- Ferrocarril Metropolitano, bajo la calle de Las Minas) que podrian --

constituir las fases superiores del nivel de "Peñuela" de los depósitos miocenos, aunque por su coloración y características podría tratarse de los niveles más bajos del conjunto de materiales tosquizos.

Por debajo de la cota 620 a 625 metros aflora al sur de Madrid la facies que hemos denominado de transición, constituida por arcillas muy duras de coloración gris verdosa, incluso azulada y con una proporción variable de carbonatos, llegando a constituir capas ó lenticiones de colores blanquecinos muy carbonatadas. Este nivel de arcillas se conoce localmente como "peñuela", debido sin duda a su elevada dureza. En profundidad y también al aproximarse a la facies evaporítica, la "peñuela" pasa gradualmente a margas yesíferas, de coloración gris y yesos.

El conjunto se encuentra ampliamente representado en los barrios de San Vicente Paul, Embajadores, parte de la Arganzuela y Usera, Pacífico, Mediodía, Entrevias y amplias zonas del Puente de Vallecas.

Al sureste de Entrevias existen por encima de la cota 620 metros unos niveles constituidos por arenas miocenas de color gris, margas verdes, coronando la unidad calizas blancas. Frecuentemente aparecen capas de bentonita, montmorillonita y sepiolita entre los últimos niveles tosquizos y las arcillas de transición ("peñuela").

El nivel de la "peñuela" se atribuye actualmente al Burdi-

galiense Superior y Vindoboniense (Crusafout Pairo, 1960; Perez Gonzalez, 1971), después de abandonar las dataciones Helvetiense, Tortoniense y Sarmantiense con las que es más apropiado designar depósitos de origen marino.

Se conoce el hecho de que en muchas zonas situadas al sur de Madrid, los suelos arcillosos presentan una marcada expansividad, siendo en los niveles de peñuela, bentonita, etc, anteriormente descritos donde se producen cambios de volumen con las variaciones de humedad. Otro hecho característico de estas arcillas es el estar preconsolidadas, debido a la erosión de un importante volumen de suelos. -- Así lo prueban los cerros testigos (Cerro Almodovar, Cerro de los Angeles, etc) existentes en la actualidad, si bien el volumen de materiales erosionado ha podido ser mayor que el que ahora señalan dichos cerros testigos.

En las investigaciones previas a la construcción de la línea VI del Ferrocarril Metropolitano, V. Escario (1970), ha detectado que las arcillas del nivel de la "peñuela" presentan fracturas con estrias ("lisos") a determinadas cotas. Las primeras mediciones efectuadas por el, ponían de manifiesto una dirección de los "lisos" sensiblemente paralela a la Sierra de Guadarrama, sin embargo posteriores medidas no coinciden con dicha dirección. En cualquier caso, como apunta V. Escario, esos "lisos" pueden denunciar la subsidencia de una extensa área situada al sur de la Sierra de Guadarrama, afectando el borde de la subsidencia el actual casco urbano de Madrid. Esos "li-

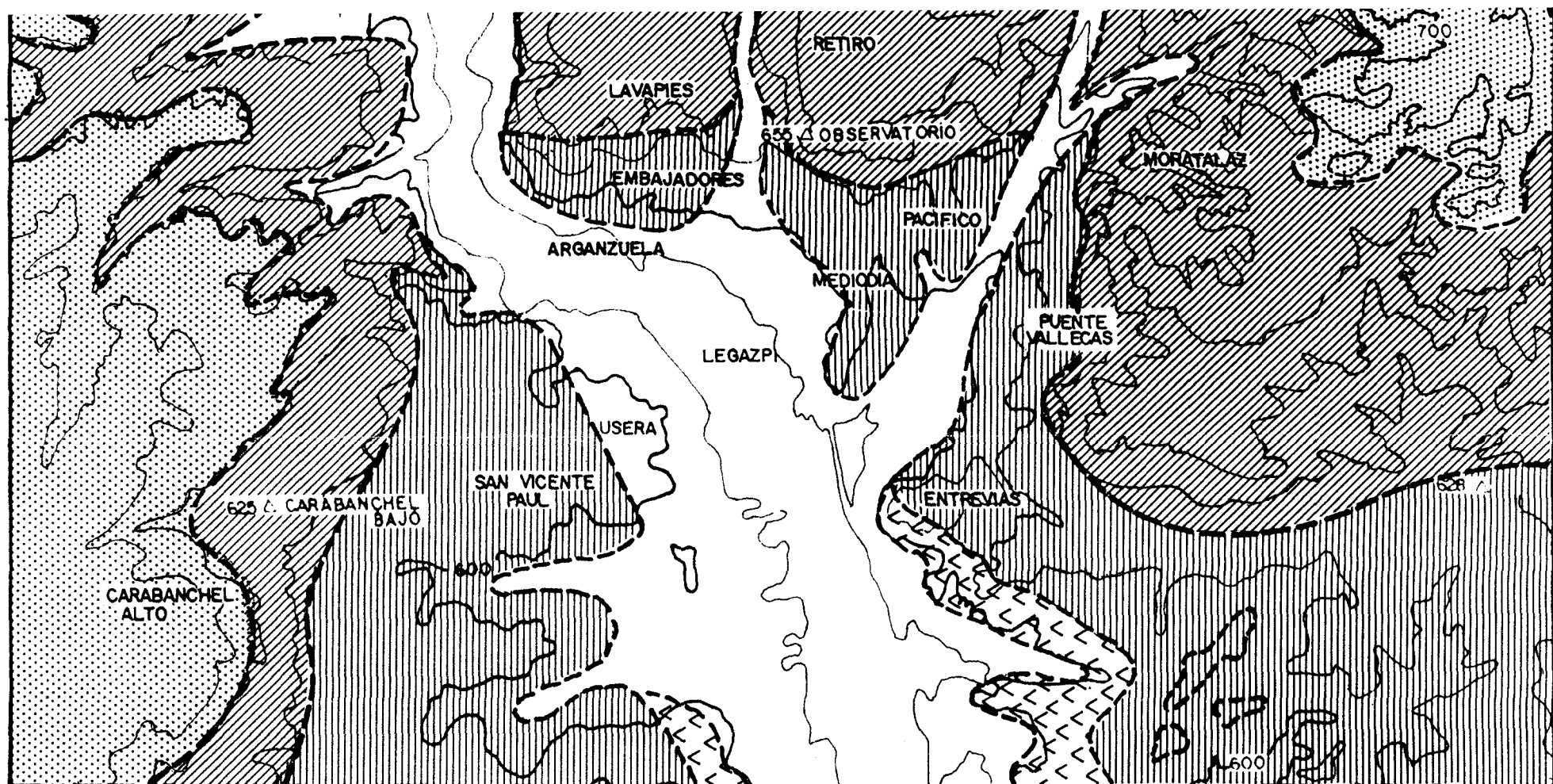
sos" no se han detectado en los materiales tosquizados, lo que es otra razón que induce a pensar que se depositaron posteriormente, rellenando la "subsistencia interior" a la fosa principal.

Por algunos sondeos efectuados, se sabe que la "peñuela" es infrayacente a los materiales tosquizados, encontrándose a la altura del barrio de Argüelles a unos 300 metros de profundidad. Hacia el sur se acuña, para pasar lateralmente a la facies evaporítica; sin embargo su potencia es variable habiéndose reconocido 84 metros en San Vicente Paul, 11 metros en Carabanchel Bajo y 10 metros en Legazpi, etc.

La facies evaporítica aflora en ambas márgenes del río Manzanares, al sur de la Ciudad de los Angeles y al sur de Entrevias por debajo de la cota 620 metros, siendo suprayacente al cuaternario del Manzanares al sur del casco urbano. Los sedimentos están constituidos por margas yesíferas y yesos correspondientes a la facies de centro de cuenca.

En la Figura III.14, se han representado los distintos suelos que afloran en el casco urbano. El plano está basado fundamentalmente en el plano litológico de García Yague (1973) y en el Plano litoestratigráfico elaborado por Martínez Alfaro (1978) a partir de una selección de sondeos. También se han tenido en cuenta los perfiles -- realizados por Escario (1970), Oteo y Moya (1979) en los estudios previos a la construcción a varias líneas de Ferrocarril Metropolitano, así como en los propios datos tomados para esta investigación.





--- CONTACTO ENTRE UNIDADES.

ARENA DE MIGA.

MATERIALES TOSQUIZOS

MARGAS YESIFERAS Y YESOS MASIVOS.



FACIES DE TRANSICION: ARENAS GRISES Y MARGO-ARCILLOSAS
ARCILLAS VERDES
CALIZAS BLANCAS
NIVELES DE SILEX Y SEPIOLITA INTERCALADOS



CUATERNARIO

ESCALA APROXIMADA 1/ 50.000

FIGURA III. 14.- AFLORAMIENTOS EN EL CASCO URBANO DE MADRID

A continuación se presentan el perfil Geológico de la Línea VI de Ferrocarril Metropolitano (Escario, 1970), junto con el esquema de columna estratigráfica típica de Madrid (Escario, 1970), (Figura - III.15). Perfil Geológico de la línea IX de Ferrocarril Metropolitano (Oteo y Moya, 1979), (Figura III.16); Cortes según el río Manzanares (J. Abollado, 1940 y A. del Aguila, 1962), (Figura III.17). En la figura III.18 presentamos un Perfil Geológico de la zona sur de la Capital en el que pueden observarse los distintos afloramientos que aparecen en el casco urbano.

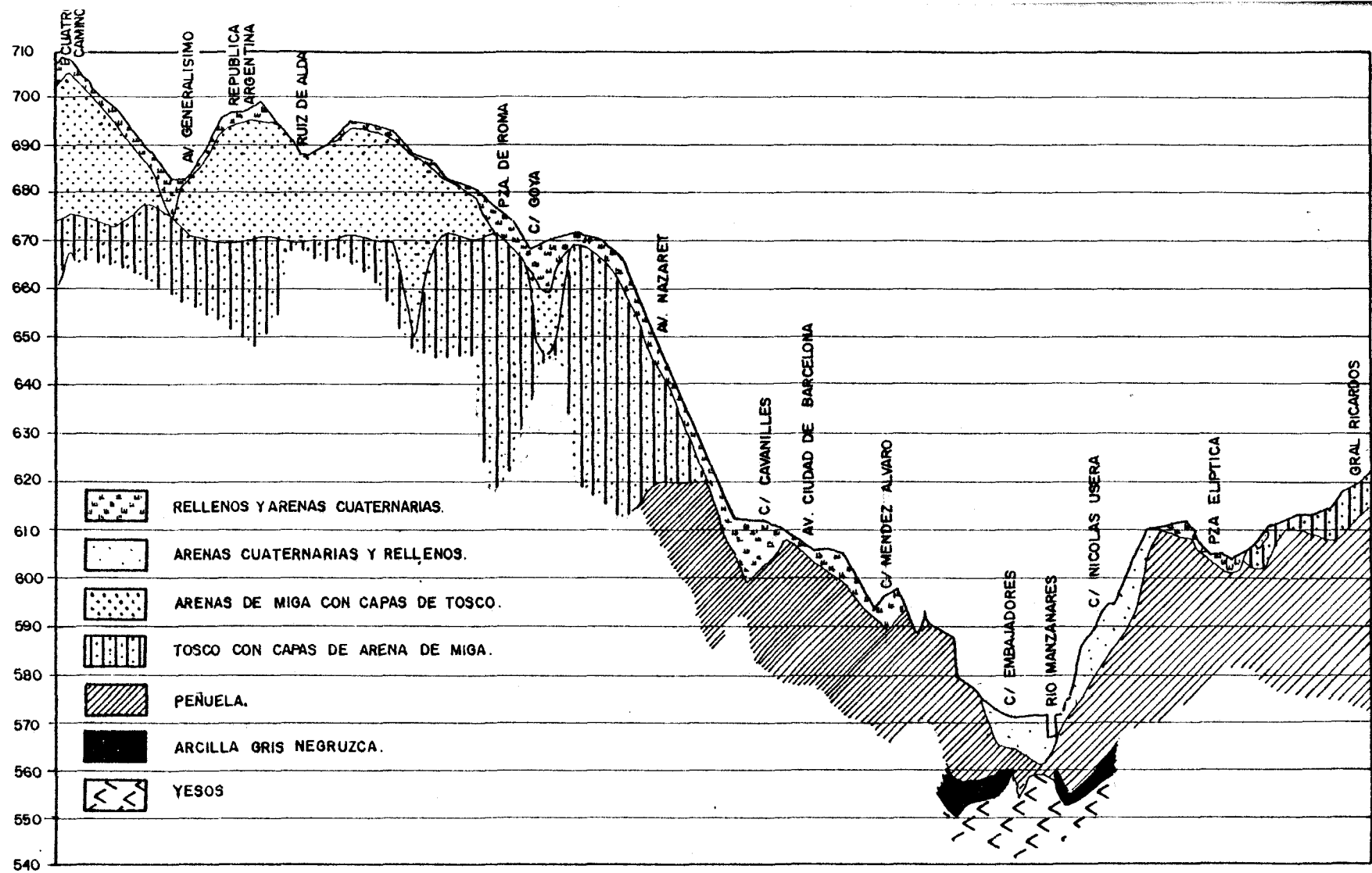
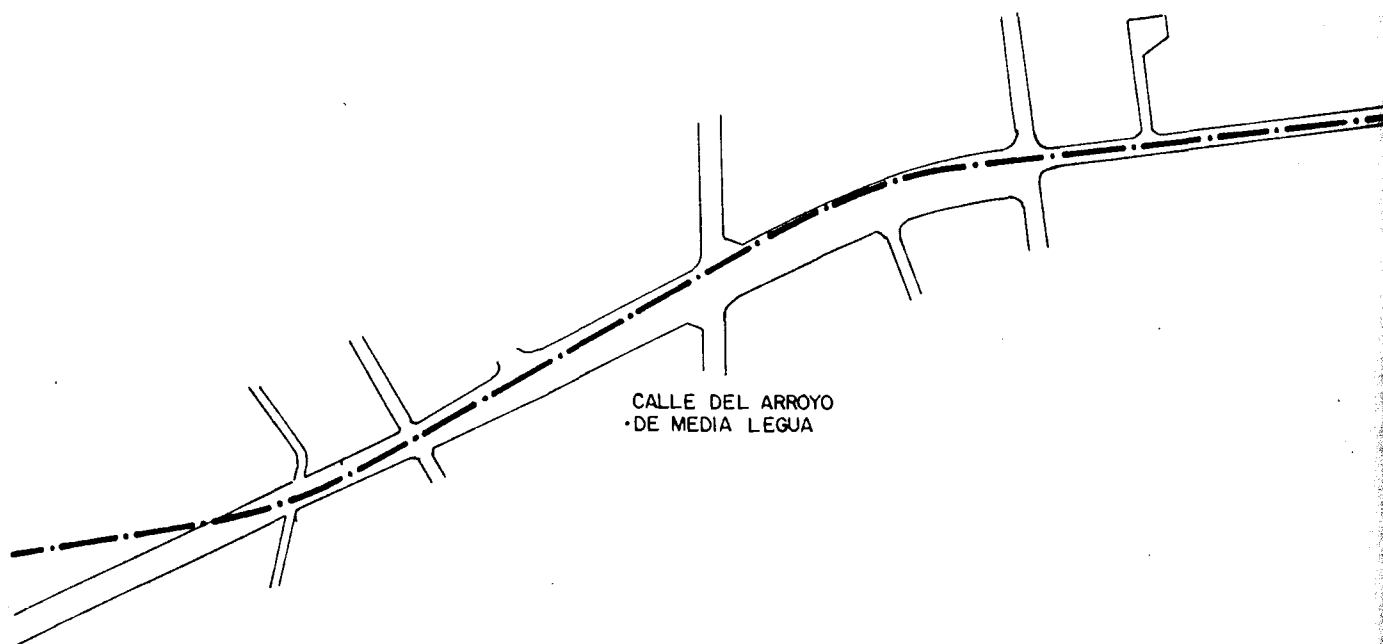


FIGURA III. 15 PERFIL GEOLOGICO DE LA LINEA VI DEL FF.CC. METROPOLITANO. (Escario, 1970)



LEYENDA



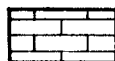
RELLENO



ARCILLA GRIS CON VETAS MARRONES



ARENA



FORMACION DOLOMITICA



TOSCO ARENOSO



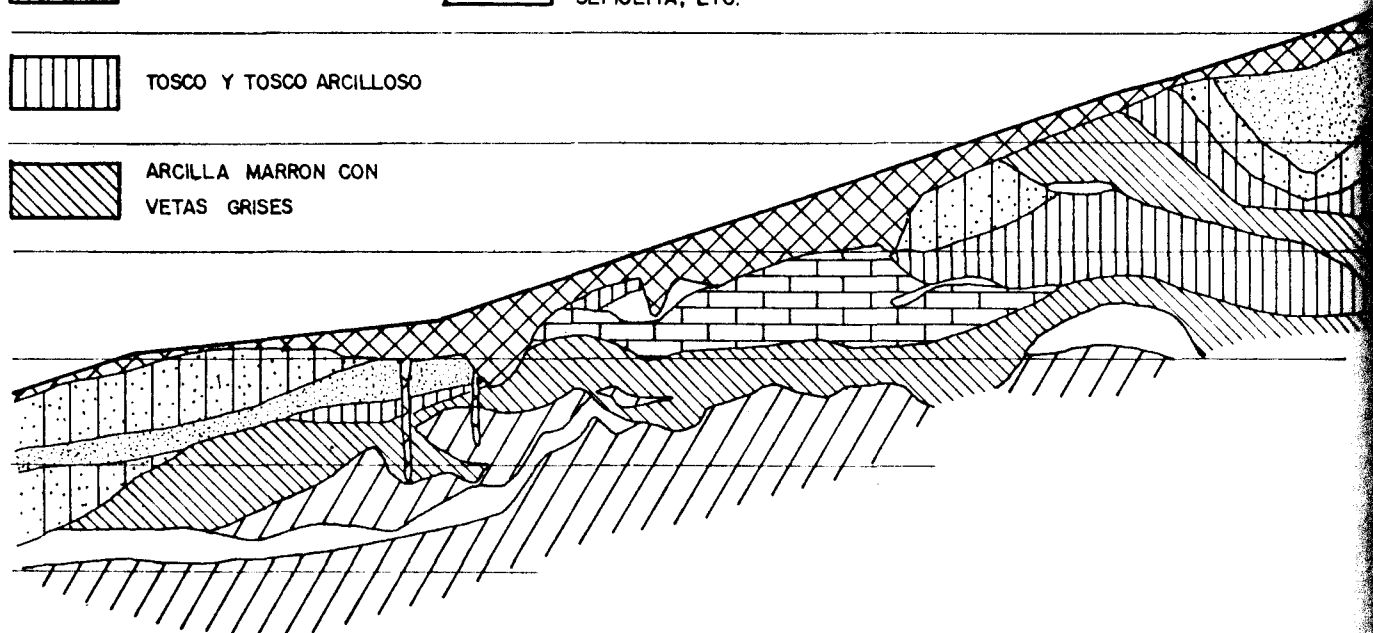
VETAS AISLADAS DE MONTMORILLONITA
SEPIOLITA, ETC.

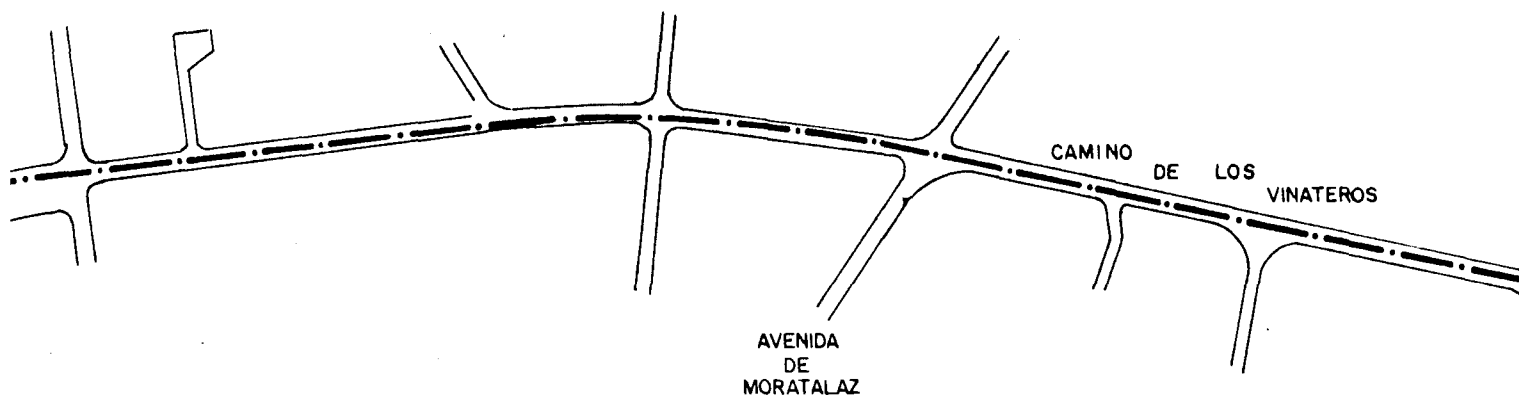


TOSCO Y TOSCO ARCILLOSO

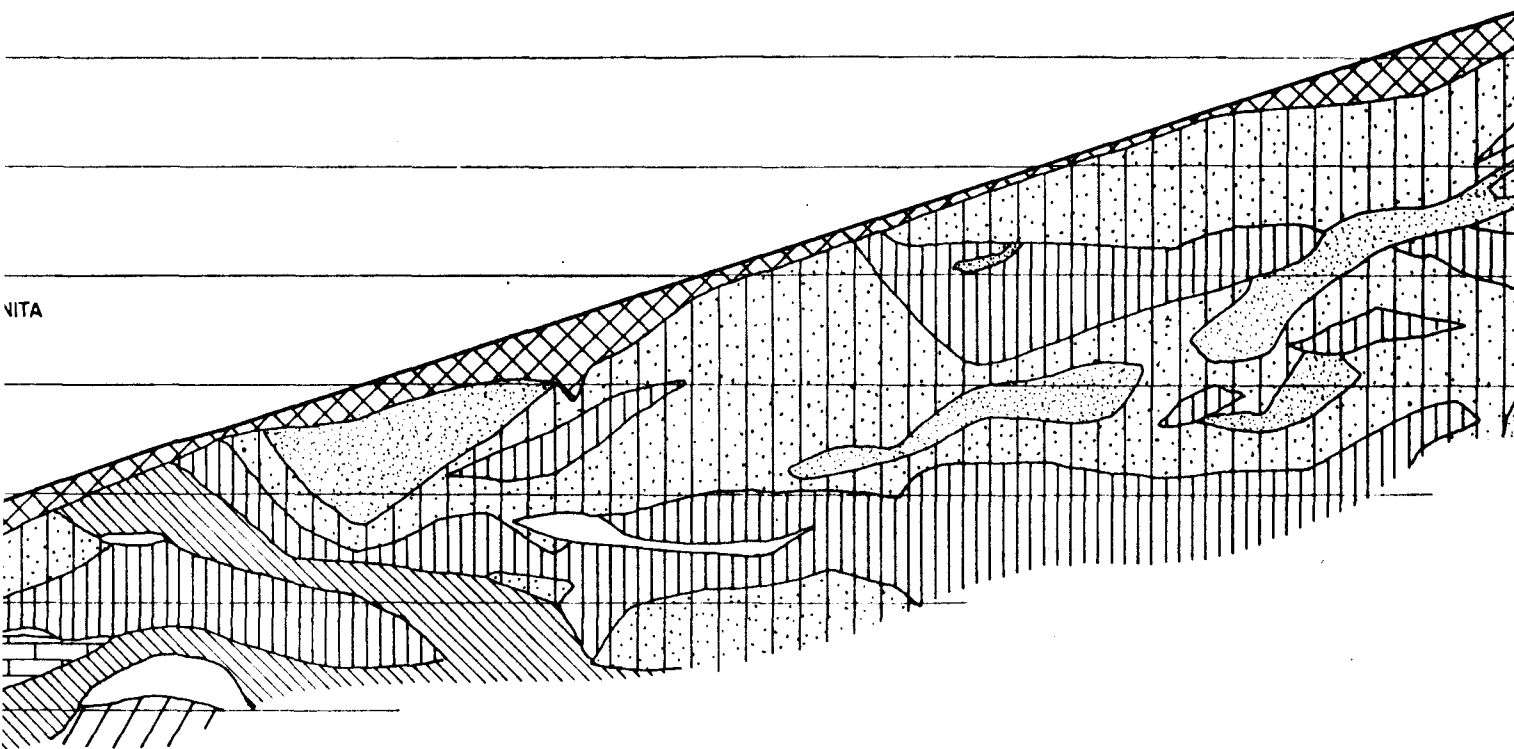


ARCILLA MARRON CON
VETAS GRISES





C/ P
ART



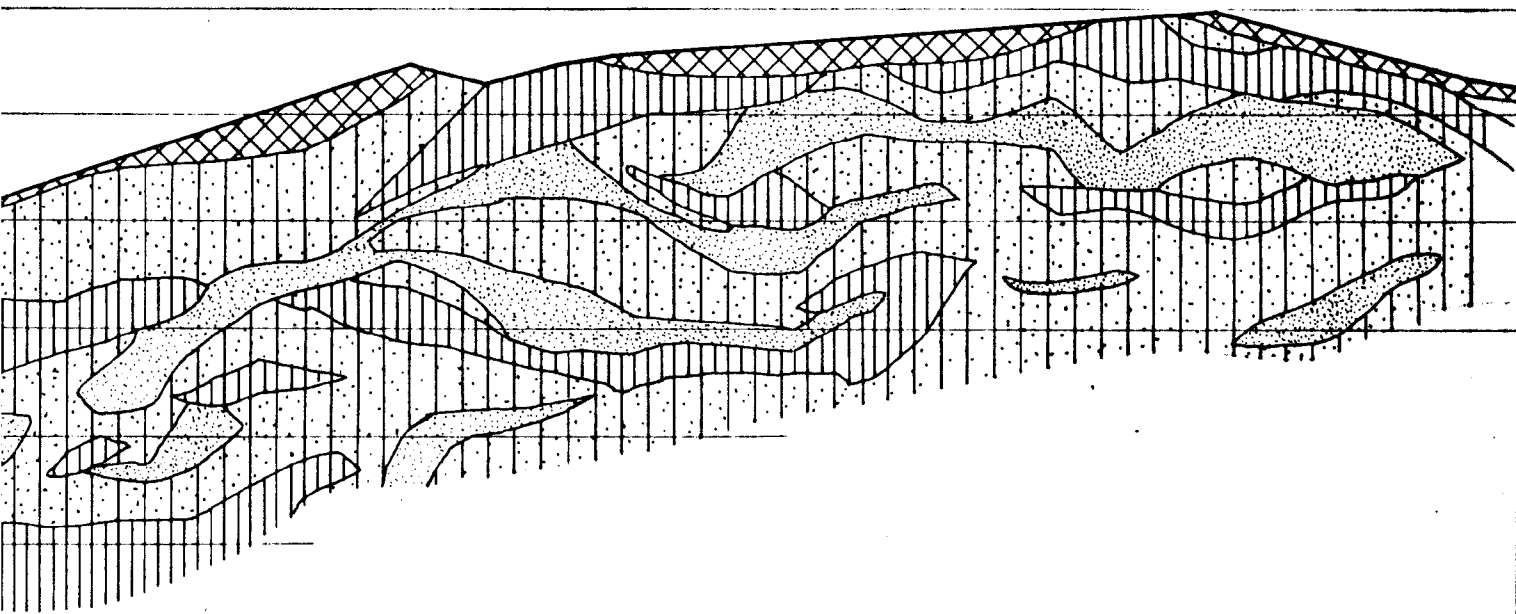
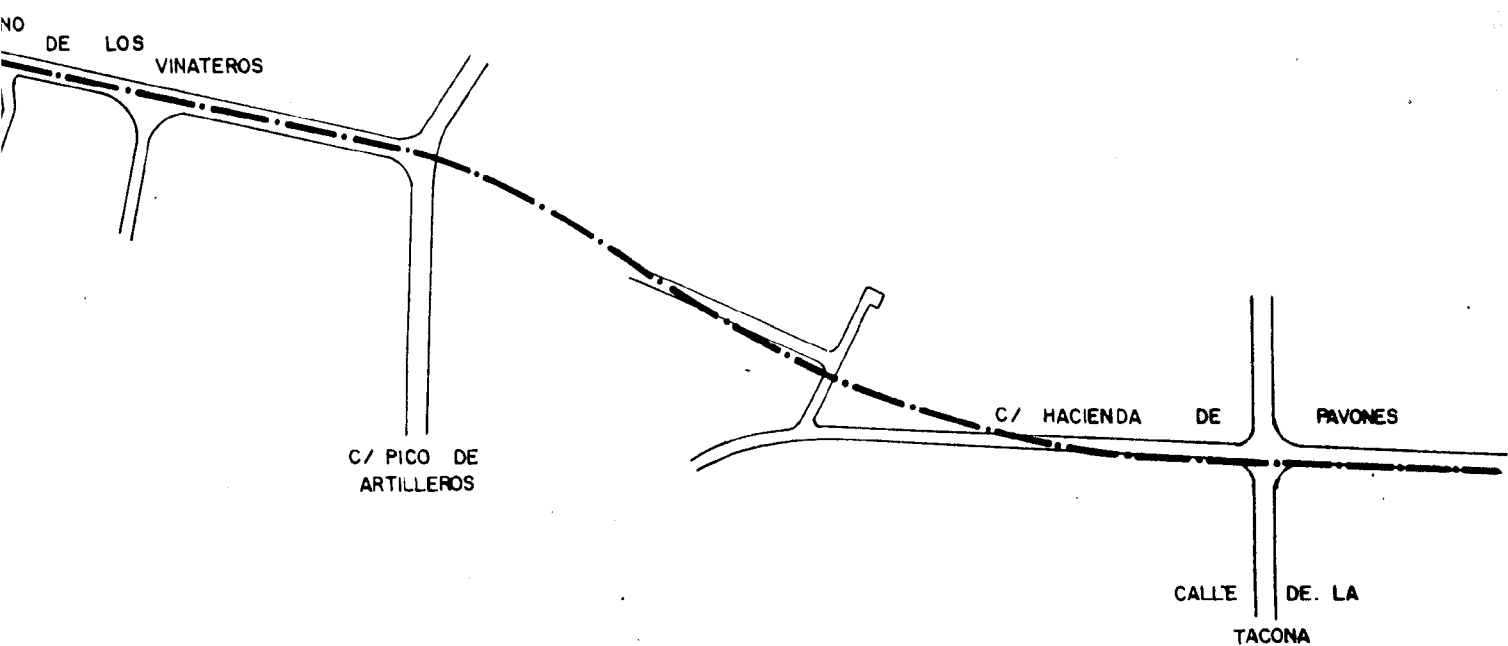
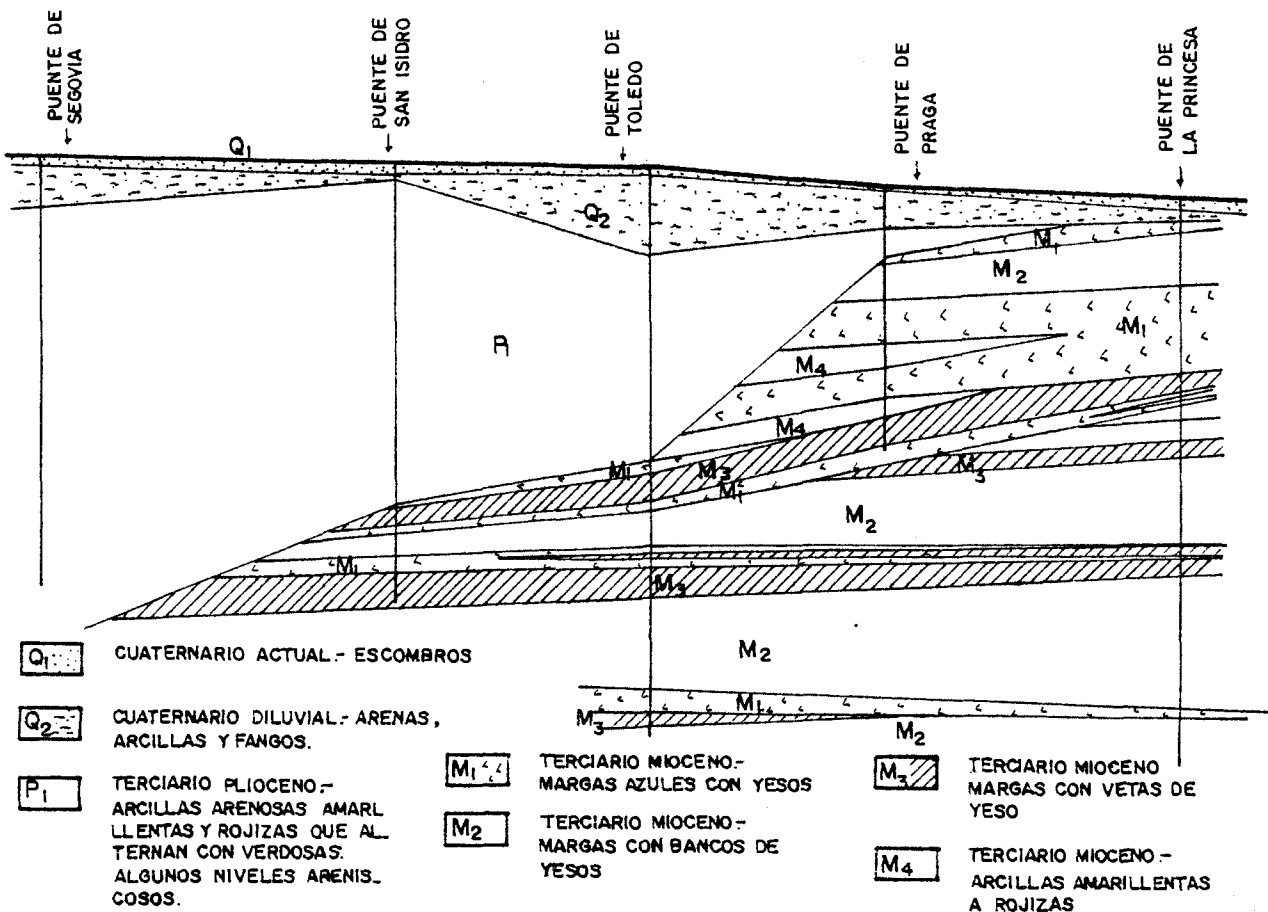
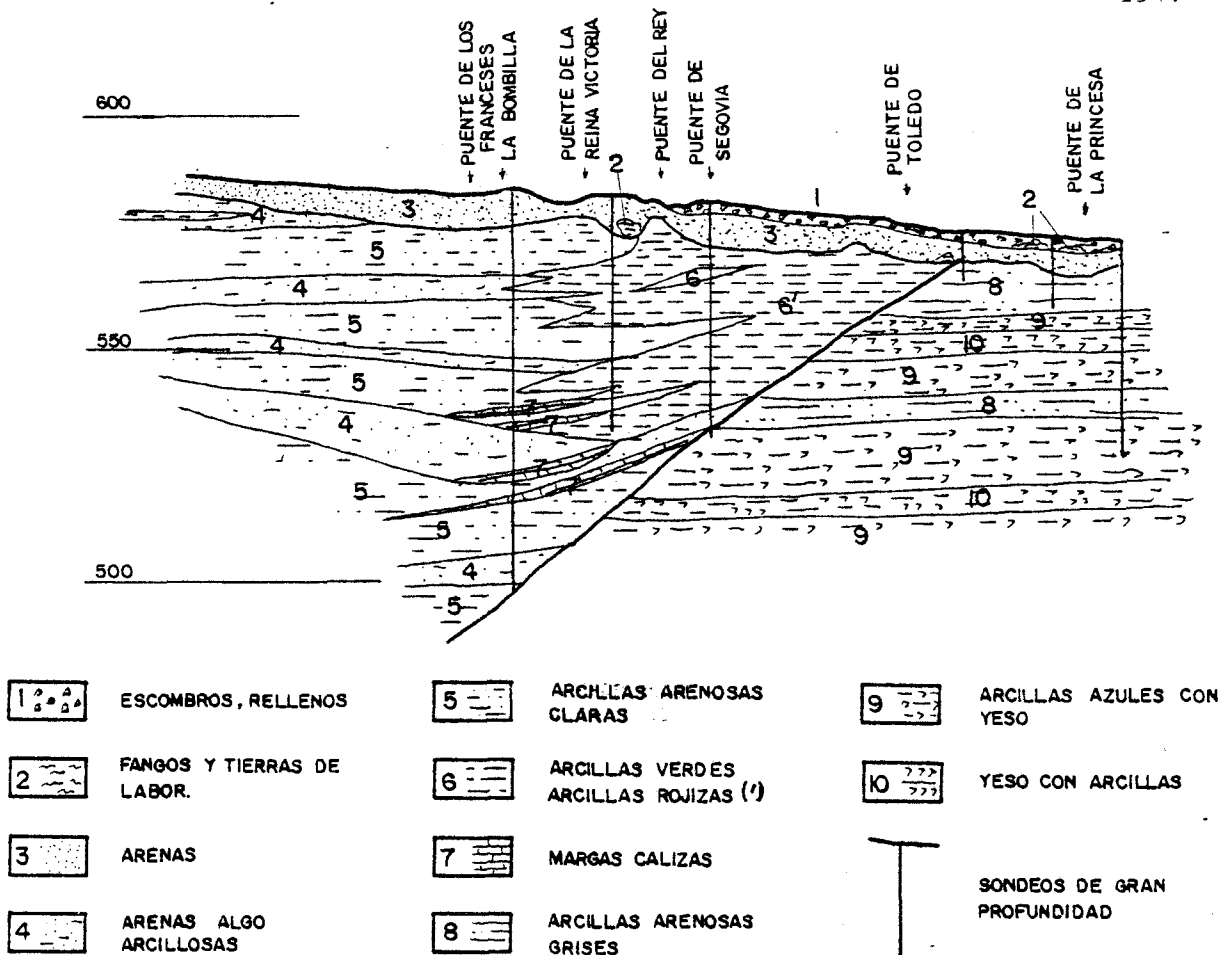


FIGURA III.16 - PERFIL GEOLOGICO DE LA LINEA IX
DEL FF.CC. METROPOLITANO. TRAMO ESTRELLA -
- PAVONES (Oteo y Moya, 1978)



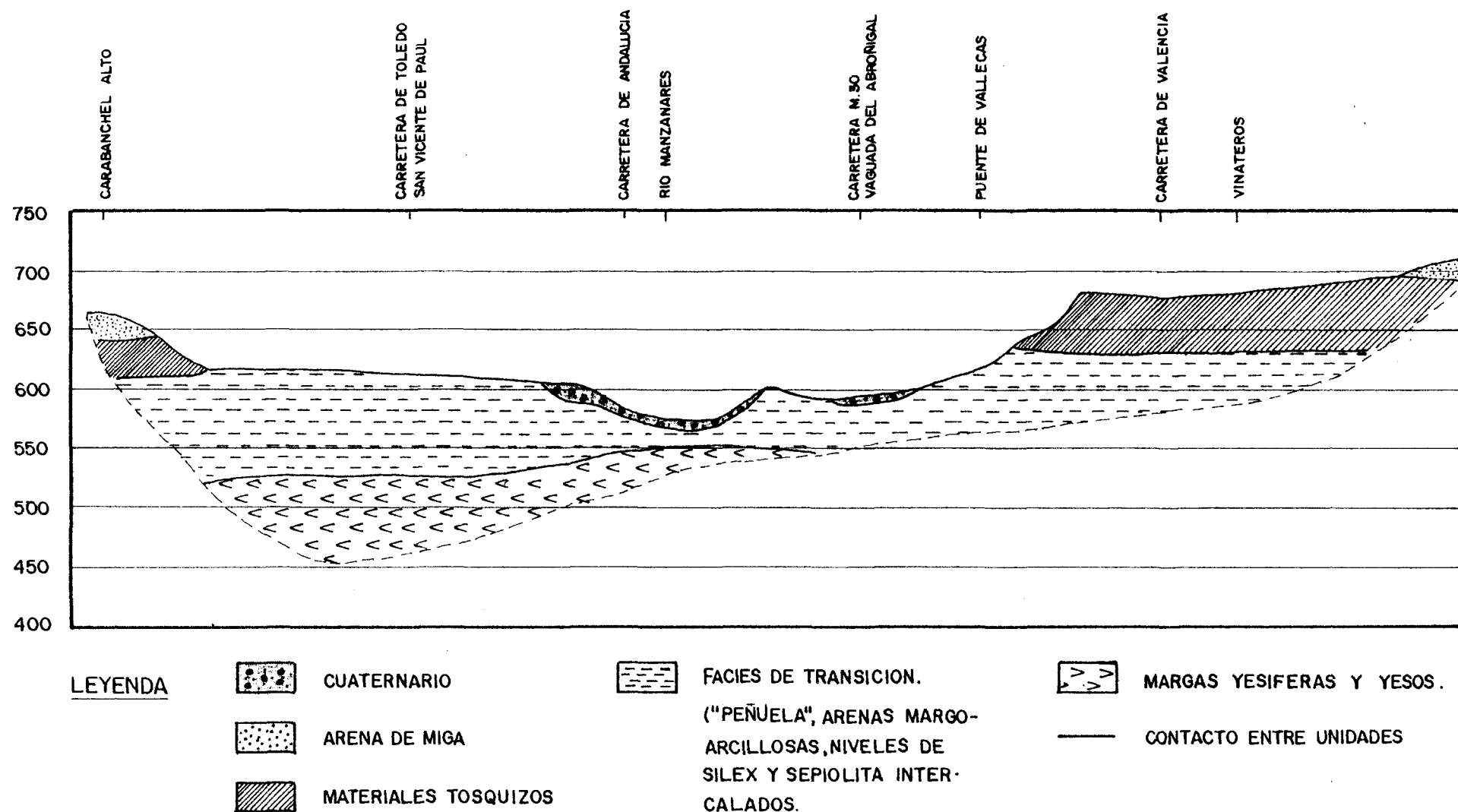


FIGURA III. 18.- PERFIL GEOLOGICO (CARABANCHEL ALTO - SAN VICENTE DE PAUL - PUENTE DE VALLECAS - VINATEROS)

CAPITULO IV

LOS SUELOS TOSQUIZOS DE MADRID.

IV.1.- INTRODUCCION

Este capítulo está dedicado al estudio de las propiedades de identificación y estado de la gama de suelos tosquizos que aparecen en en área de Madrid y de las características mineralógicas de la fracción mas fina.

Las clasificaciones que se exponen y las relaciones deducidas se basan , por una parte, en los ensayos y análisis realizados con las muestras en bloque tomadas para esta investigación, y por otra parte en los datos publicados por Escario (1970), Oteo y Moya (1979), Escario y otros (1981), así como en los estudios previos a la construcción de las líneas IV, VI, VII (Jimenez Salas y Escario) y IX (Oteo y Moya , del La boratorio de Transportes y Mecánica de Suelos) del Ferrocarril Metropoli tano de Madrid y los obtenidos por Escario en la construcción del complejo A.Z.C.A. (Madrid).

Por supuesto existen más datos de los suelos tosquizos de Ma drid, tomados por organismos públicos y empresas privadas, pero se tra ta de datos dispersos, analizados por personas diferentes y de los que no es siempre bien conocido el origen en cuanto a toma de muestras, la boratorios que han realizado los ensayos y condiciones en que estos se han realizado. Hemos preferido pues considerar, aparte de los ensayos realizados para esta investigación que como veremos, se han efectuado sobre muestras que abarcan una variada gama de suelos tosquizos y que provienen de distintas zonas de Madrid, los realizados en los estudios de las líneas de Ferrocarril Metropolitano antes mencionadas y los rea

lizados en A.Z.C.A, por suministrar datos de estudios sistemáticos de am
plias zonas y lo que consideramos muy importante, hechos por las mismas
personas y organismos con reconocida categoría dentro y fuera de España.

Cuando se procedió a la redacción final de esta tesis doctoral
ya se había emprendido (bajo el patrocinio del Ayuntamiento de Madrid y
de la Dirección General de Obras Hidráulicas, con la intervención de di
versos organismos como el Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, Insti-
tuto Agustín de Bethencourt, Servicio Geológico de Obras Públicas, etc.)
un amplio estudio de recopilación de todos estos datos, para la elaboraa
ción de un detallado mapa geotécnico de Madrid, trabajo de gran enverga
dura (en medios materiales y humanos) que excede el alcance de los in--
cluidos en esta tesis.

En cualquier caso, se considera que los datos aquí incluidos
son suficientemente representativos para el propósito de esta investigaa
ción. Cuando algún otro dato se considera importante, también se comen-
ta y se incluye en el conjunto que se expone.

IV.2.- CARACTERISTICAS DE LA GAMA DE SUELOS TOSQUIZOS

IV.2.1.- Campaña de toma de muestras

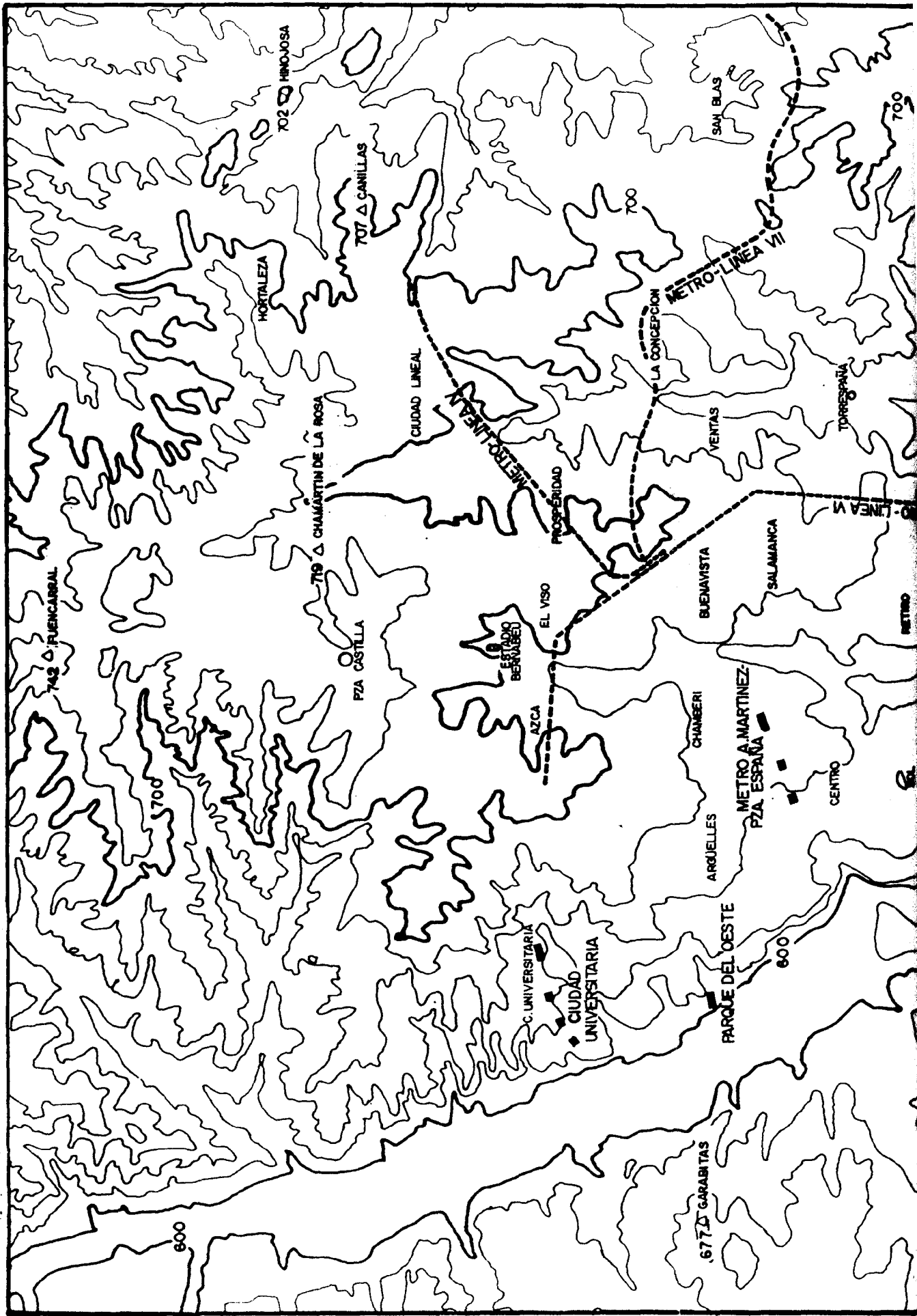
Antes de iniciar la campaña de toma de muestras se seleccionaron diversos puntos de Madrid, fijándonos especialmente en la mitad norte de Madrid y en Carabanchel, por disponer de datos de la zona este, - procedentes fundamentalmente de los estudios llevados a cabo en la construcción de las nuevas líneas de Ferrocarril Metropolitano. Dentro de - los puntos y zonas seleccionadas, la toma de muestras se llevó a cabo en aquellos lugares en los que se estaba ejecutando algún tipo de obra, teniendo en cuenta la mayor accesibilidad.

En la Figura IV.1. se sitúan en un plano de Madrid los lugares en los que hemos tomado las muestras para esta investigación. También se señalan las Líneas (ó parte de ellas) IV, VI, VII y IX del Ferrocarril - Metropolitano y la ubicación del Complejo de A.Z.C.A.

Las zonas de donde provienen las muestras sobre las que se ha trabajado son las siguientes:

Ciudad Universitaria

Con ocasión de la construcción del Doblado del colector de Cantarranas, se tomaron 14 muestras en el frente de excavación, entre el Palacio de la Moncloa y la calle Ramiro de Maeztu. Las muestras tomadas, se



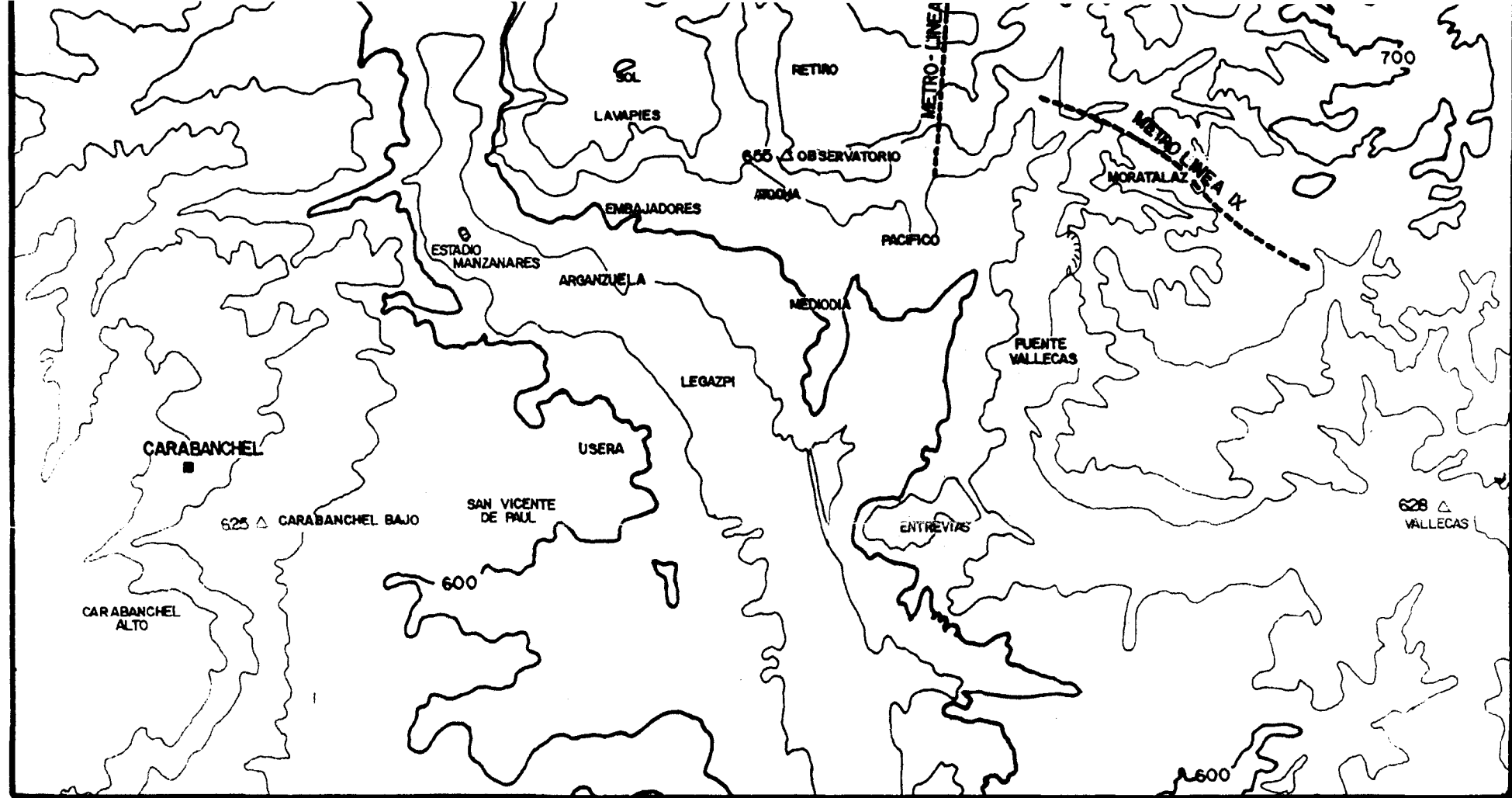


FIGURA IV.1:- SITUACION DE LAS MUESTRAS TOMADAS Y DE LAS LINEAS DEL FERROCARRIL METROPOLITANO IV, VI, VII y IX.

(■ - MUESTRAS TOMADAS)

situan entre las cotas 606 m. y 629,5 m., y a unas profundidades variables entre 9 y 15 m., estando separadas casi 900 m. las más lejanas.

Parque del Oeste

También se aprovechó en esta ocasión la construcción de un colector, que sustituye en parte al antiguo de San Bernardino desde su entronque con el río Manzanares hasta pasado el Paseo de Ruperto Chapí. Se tomaron 5 muestras en un tramo de 125 m. entre las cotas 600 y 650 m. y a profundidades comprendidas entre 6 y 8 metros.

Plaza de Alonso Martínez

Con ocasión de las obras para la construcción del Ferrocarril Metropolitano entre la Plaza de España y la de Alonso Martínez, se tomaron 2 muestras en lo que será la futura estación de Alonso Martínez, entre las calles de Sagasta y Santa Engracia, a la cota 640 m. y a una profundidad de 32 m.

Como comprobación de las frecuentes alternancias, "arena de miga" y suelos tosquizos, anteriormente comentadas al exponer los aspectos geológicos de los suelos de la región de Madrid, destacamos que en el pozo de acceso a estas obras de la Compañía Metropolitana, aparecía en primer lugar 5 ó 6 metros de "arena de miga", luego un potente estrato de materiales tosquizos, volviendo a aparecer otra vez una capa de "tosco" donde se tomaron las muestras.

Plaza del Espiritu Santo

Se tomó una muestra de suelo aprovechando la construcción - de la misma obra anterior, a una profundidad de 32 m. y cota de 617 m. No se trata de una muestra de tosco típico, sino de una transición a "peñuela", ya que tuvimos conocimiento que esta aparecía pocos metros más abajo.

Calle Barceló

En la misma obra se tomó otra muestra a la cota de 626 m. y a una profundidad de 37 m.

Calle Eugenia de Montijo (Carabanchel)

Se han tomado dos muestras en el fondo de unas excavaciones para la construcción de edificios, entre las cotas 664 m. y 667 m. y a una profundidad de 6 m. y 2 m. respectivamente.

Paseo de la Castellana. Zona A.Z.C.A.

Se han seleccionado tres muestras inalteradas, de un sondeo de 100 metros, estando la boca del mismo a la cota de 690 m. Las muestras seleccionadas están situadas a una profundidad de 22 m., 34 m. y 45 m.

Lo que se ha denominado muestra, es un conjunto de 4 ó 5 - bloques arrancados directamente del frente de la excavación, en aquellas tomadas en las galerías de colectores y en las obras del Ferrocarril Metropolitano. En Carabanchel los bloques se tallaron en el fondo de la excavación. Inmediatamente se vendaban con dos o tres capas de gasas y se parafinaban con objeto de impedir la pérdida de humedad. A continuación se transportaban a la cámara húmeda del laboratorio de Geotécnia y Cimientos de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos. (Madrid). donde permanecieron hasta su ensayo con una humedad relativa próxima al 100%.

IV.2.2.- Propiedades de identificación y estado

Los suelos tosquizados de Madrid, como ya se comentó en el apartado correspondiente a la Geología de la región, pertenecen según Riba (1956, 1957) junto con las "arenas de miga" a la facies detrítica de borde de cuenca y se diferencian de éstas por su granulometría y plasticidad aparte de otras consideraciones de tipo geológico.

La tonalidad es en general ocre, pasando en ocasiones a ser más rojiza, mientras que la "arena de miga" presenta una tonalidad algo más clara.

En lo que sigue se exponen las características, en cuanto a propiedades de identificación y estado de las muestras con las que se ha trabajado en esta investigación y con las que se ha tratado de

cubrir la gama de suelos tosquizados de Madrid.

Hemos realizado personalmente en el Laboratorio de Geotecnia y Cimientos de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, en cuyo seno - se ha desarrollado toda la investigación, los siguientes ensayos:

De Identificación:

- Análisis granulométrico por tamizado y por sedimentación.
- Límites de Atterberg.
- Peso específico de las partículas.
- Contenido de carbonatos.
- Contenido de sulfatos.

De Estado:

- Contenido de humedad natural
- Densidad aparente

Con una serie de muestras seleccionadas se han realizado análisis mineralógicos en el Laboratorio Central del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, pero los comentarios y conclusiones de estos análisis serán objeto de otro apartado.

En los ensayos realizados se han seguido las normas del Laboratorio de Carreteras y Geotécnia "Jose Luís Escario".

IV.2.2.1.- Propiedades de identificación. Clasificación

Granulometria .

Los análisis granulométricos han servido para marcar una separación entre las "arenas de miga" y los suelos tosquizos, así como - para clasificar la variada gama de éstos.

Hemos señalado la separación entre ambos tipos de materiales teniendo en cuenta el porcentaje de partículas que pasan por el tamiz nº 200 de la serie A.S.T.M. Cuando este porcentaje es menor que el 25% clasificaremos el material como "arena de miga". Esta separación no es arbitraria, es la que tradicionalmente se ha venido aplicando en la facies detrítica de los suelos de Madrid. (Escario, 1970).

Por lo que respecta a la variedad de suelos tosquizos, no -- existen divisiones claras, hablándose según los autores de arenas tosquizas, tosco arenoso, tosco, etc. En realidad se pasa de arenas con un pequeño porcentaje de finos hasta las arcillas de la facies de transición sin una solución de continuidad en cuanto al contenido de finos (frac-ción de limos y arcillas que pasan por el tamiz nº 200 de la serie A.S.T.M.).

En lo que sigue adoptaremos, basándonos en aspectos cualita-tivos y cuantitativos, la siguiente clasificación y denominaciones pa-ra la gama de suelos tosquizos:

Arena tosquiza, cuando el contenido de finos esté comprendido entre el 25% y el 40%.

Tosco arenoso, cuando el contenido de finos esté comprendido entre el 40% y el 60%.

Tosco, cuando el contenido de finos esté comprendido entre el 60% y 85%.

Tosco arcilloso, cuando el contenido de finos es superior al 85%, llegando incluso al 100%.

Se trata de una clasificación arbitraria, aunque indudablemente la respuesta de una arena tosquiza será distinta que la de un -- tosco arcilloso; aquella en principio seguirá la respuesta de un suelo predominantemente granular y este se comportará como un suelo marcadamente cohesivo. Decimos en principio, porque incluso la arena tosquiza presenta un contenido apreciable de finos y cuando este contenido es -- importante el comportamiento del suelo depende en gran medida de la -- historia geológica y de la estructura y fábrica, aspectos estos que como iremos viendo a lo largo del texto, han imprimido un caracter fundamental en la respuesta tensodeformacional de la gama de los suelos estudiados. Concluimos, pues, que si bien consideramos interesante haber hecho una clasificación, no cabe esperar comportamientos muy diferentes, sobre todo al pasar de un grupo al siguiente dela clasificación.

En las figuras IV.2 a IV.5 pueden verse los husos granulométricos de los distintos tipos de suelos tosquizos que proponemos con -- objeto de su clasificación. Estos husos están basados en los análisis

ANALISIS GRANULOMETRICO

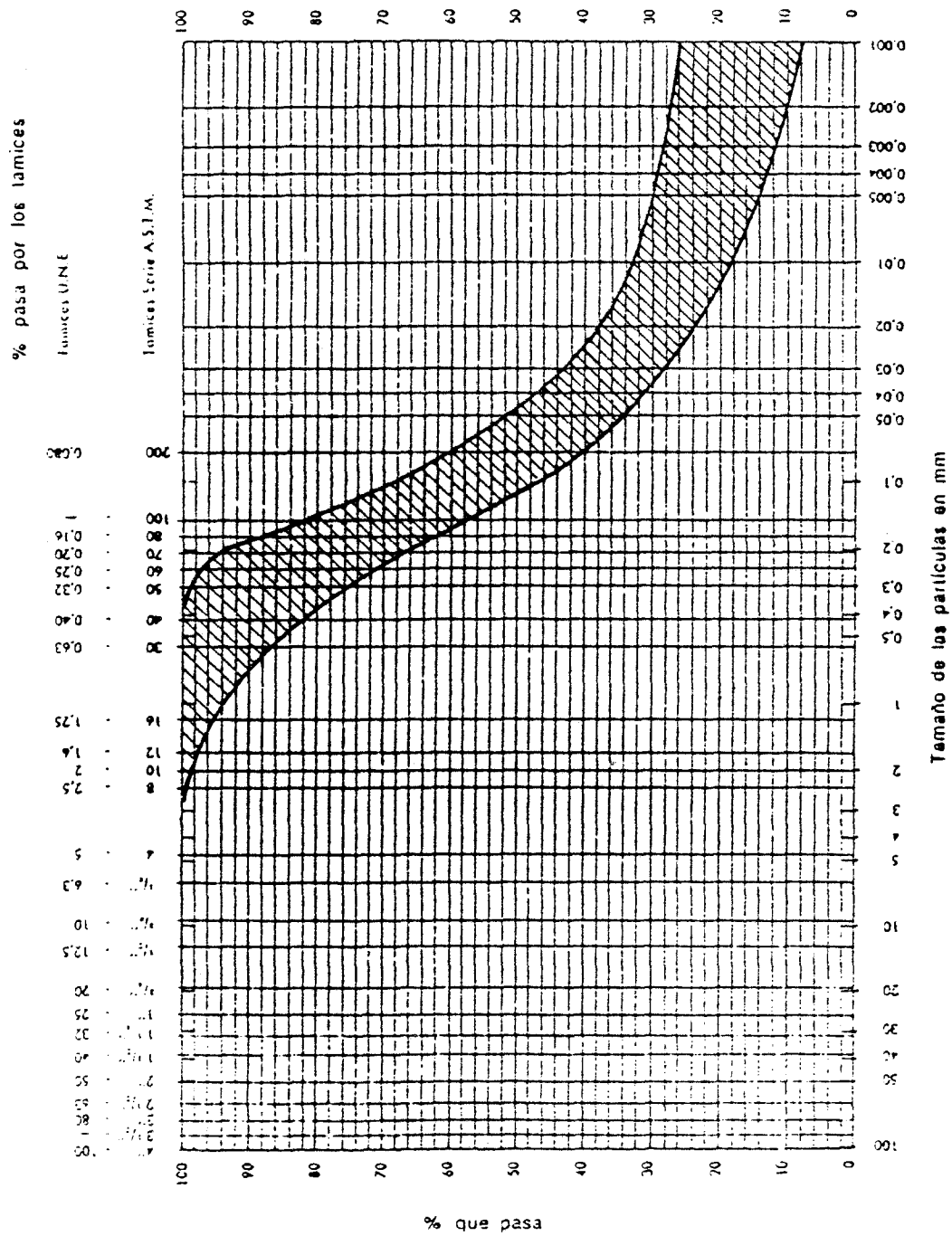


FIG. IV. 3 HUSO GRANULOMETRICO REPRESENTATIVO DEL TOSCO ARENOSO.

ANALISIS GRANULOMETRICO

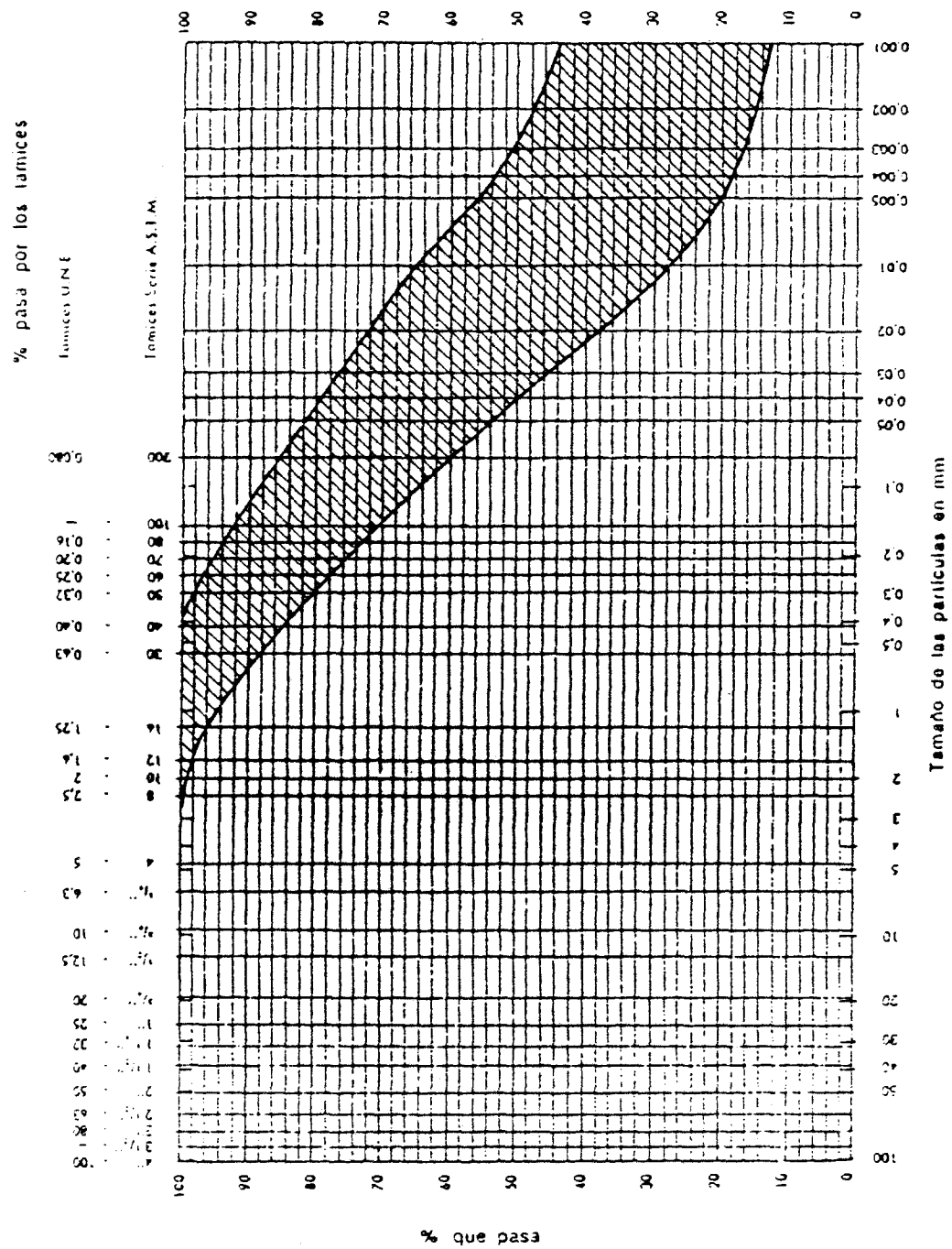


FIG. IV.4. HUSO GRANULOMETRICO REPRESENTATIVO DEL TOSCO

ANALISIS GRANULOMETRICO

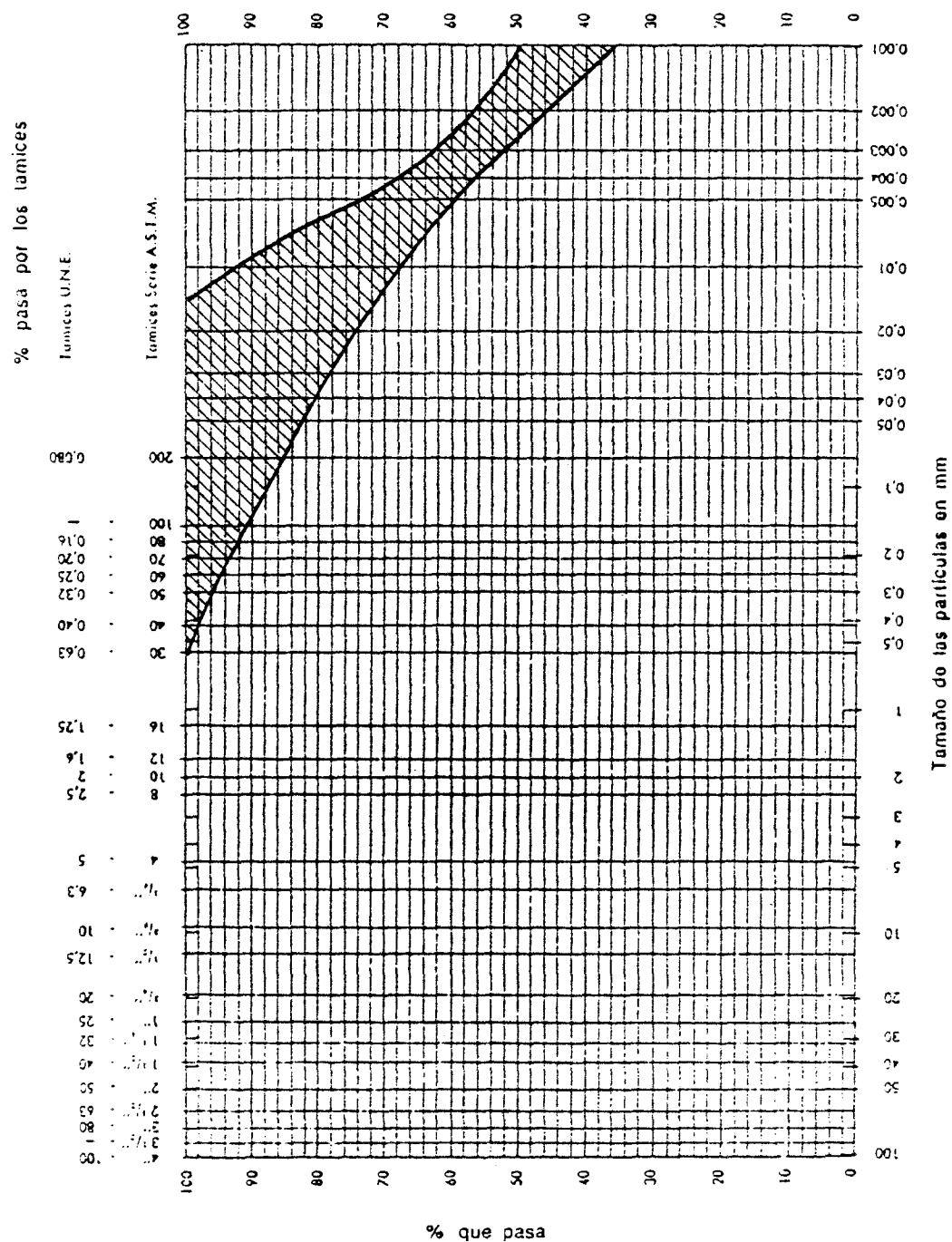


FIG. IV.5 HUSO GRANULOMETRICO REPRESENTATIVO DEL TOSCO ARCILLOSO.

granulométricos efectuados con las muestras tomadas para esta investi
gación.

A la vista de estos husos cabe señalar que estos materiales presentan en general una granulometria extendida con altos coeficientes de uniformidad (superiores a 20).

En la Figura IV.6. están representados los husos granulomé
tricos de la "arena de miga", tosco arenoso y tosco obtenidos por Oteo y Moya (1978) en el "Informe sobre Auscultación del Tunel y Propiedades del Terreno del Tramo Estrella-Pavones (Linea IX del FF.CC. Metro
politano de Madrid). En este estudio siguiendo los criterios prácticos de Escario se ha denominado "arena de miga" a aquel material cuyo con
tenido de finos es inferior al 25%, tosco y/o tosco arcilloso cuando este contenido es superior al 60% y tosco arenoso cuando el contenido de finos está comprendido entre el 25% y el 60%. Como puede apreciarse el tosco arenoso en este informe, corresponde a aproximadamente a los husos de arena tosquiza y tosco arenoso propuestos por nosotros y el huso representativo del tosco y/o tosco arcilloso a los de tosco y tosco arcilloso aquí propuestos.

A título de comentario se han representado en un diagrama triangular (Figura IV.7. (gráfico del Bureau of Public Roads) las zo
nas representativas de los suelos tosquizos de Madrid. Según Casagrande (1947) un mismo punto de un diagrama triangular puede representar un suelo muy plástico de una zona de los Estados Unidos y en otra zo

ANALISIS GRANULOMETRICO

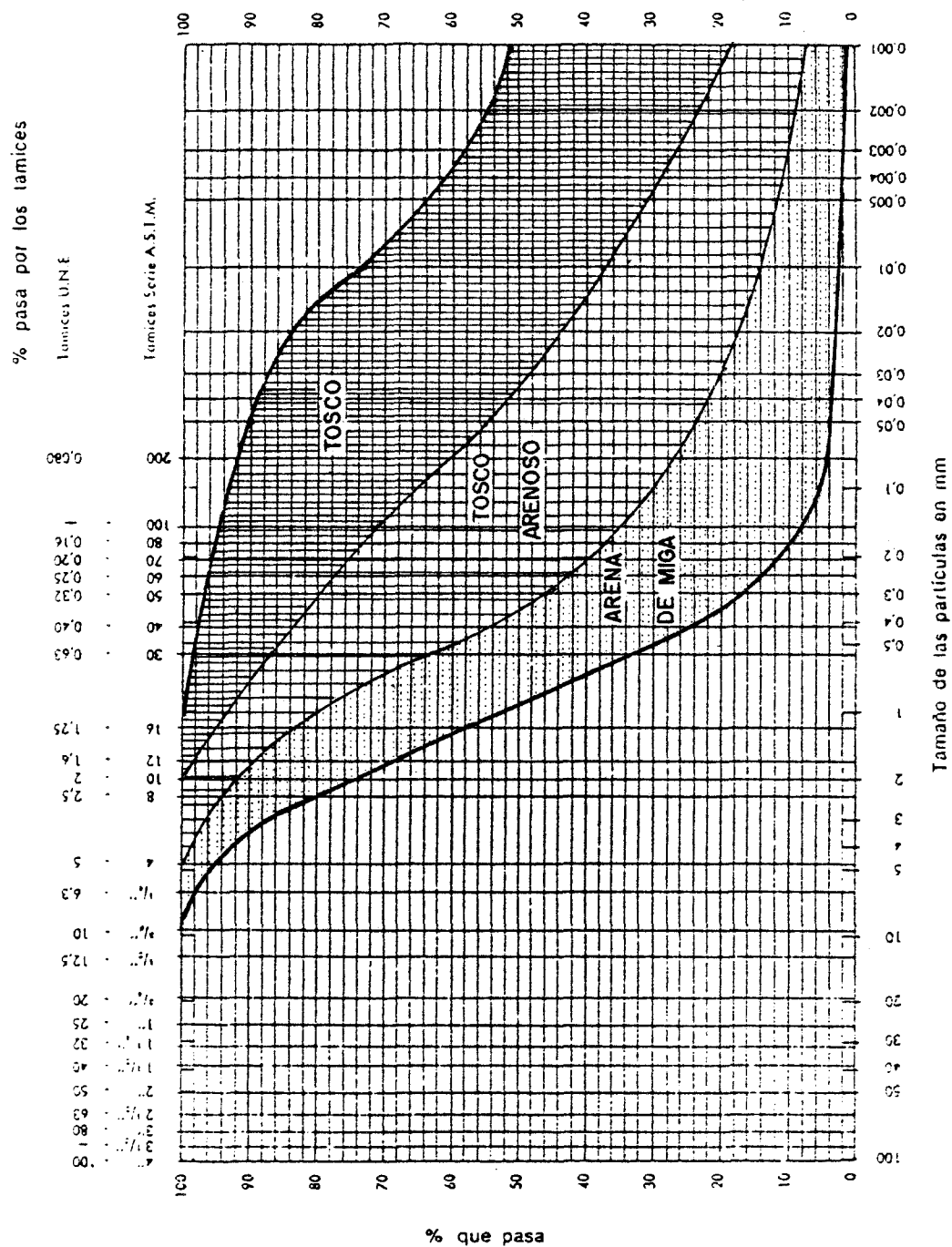


FIG. IV.6 HUSOS GRANULOMETRICOS DE LA ARENA DE MIGA Y SUELOS TOSQUIZOS. LINEA IX DEL FECC. METROPOLITANO (OTEO Y MOYA, 1978. LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO)

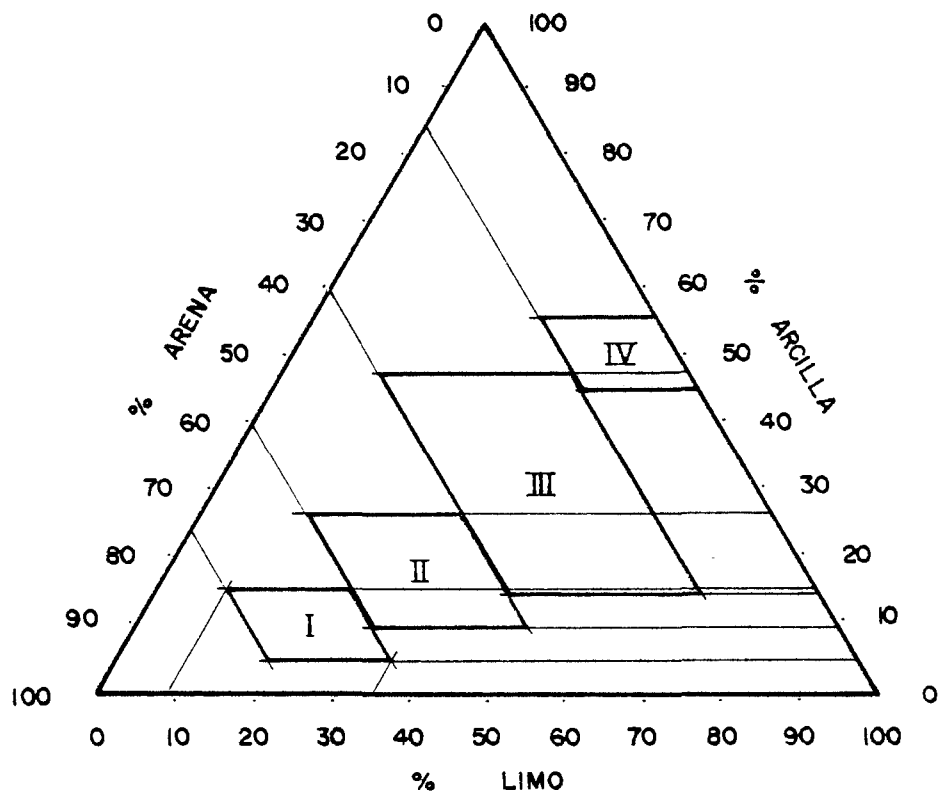


FIGURA IV.7 GRAFICO DEL PUBLIC ROADS PARA LA
CLASIFICACION DE SUELOS.

ZONAS REPRESENTATIVAS DE:

- I : ARENA TOSQUIZA
- II : TOSCO ARENOSO
- III : TOSCO
- IV : TOSCO ARCILLOSO

y en otra zona un suelo limoso de ligera plasticidad.

Después de exponer la plasticidad de la gama de suelos tosquizados, daremos una clasificación de Suelos, que tiene en cuenta otros aspectos además de la granulometría.

Plasticidad :

Para analizar los resultados de los ensayos de plasticidad realizados hemos utilizado el Gráfico de Plasticidad de Casagrande. Los puntos representativos pueden verse en la Fig. IV.8., habiéndose representado con distinta notación los de cada tipo de suelo tosquizado.

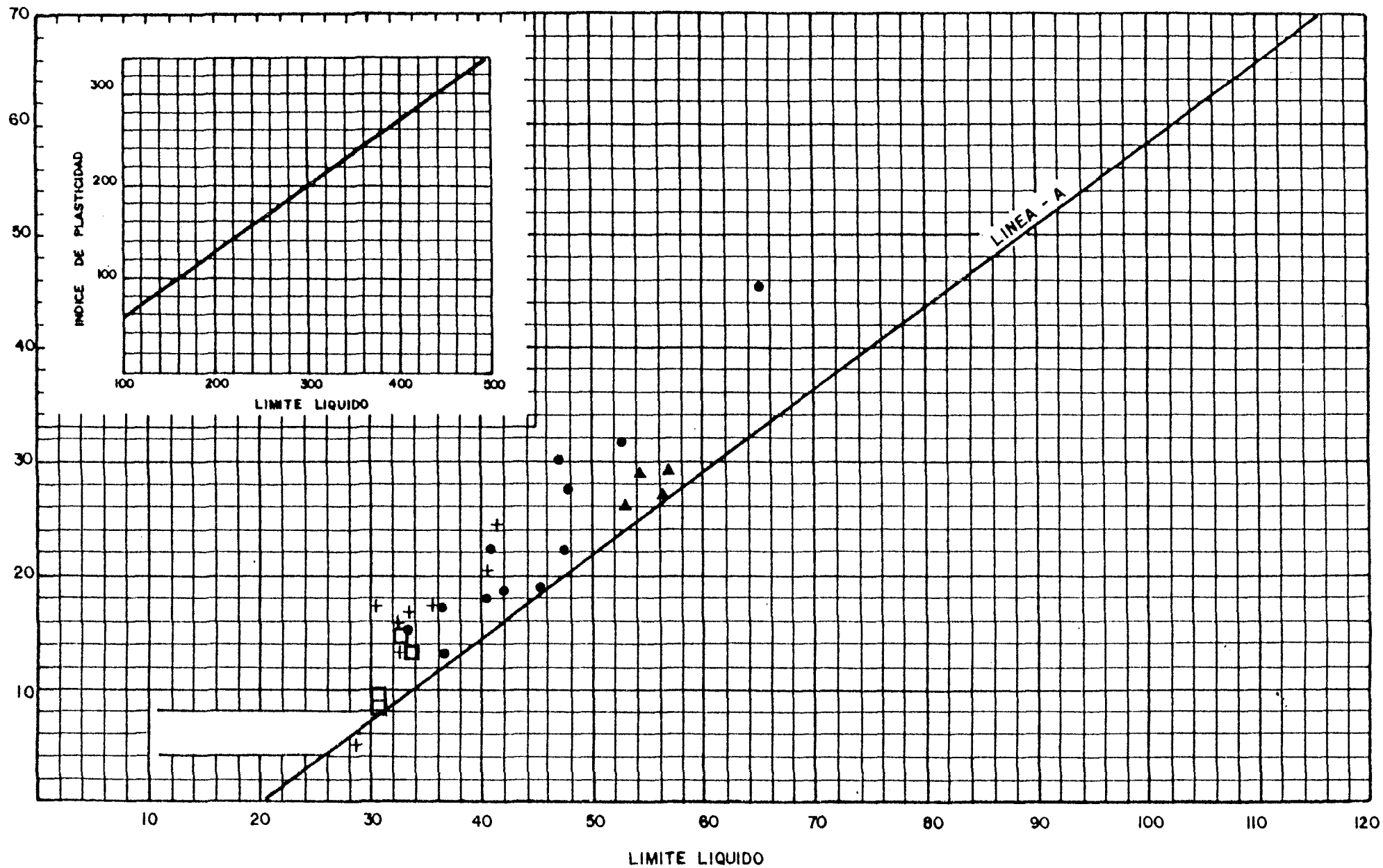
Es normal que los suelos de naturaleza análoga y de la misma época geológica estén agrupados alrededor de una recta paralela a la Línea-A o bien ocupen zonas definidas en la carta de plasticidad. Esto se cumple también en la gama de suelos tosquizados ensayados estando la mayor parte de los puntos representativos en el interior de la zona limitada por las rectas.

$$I_p = 0,73 (W_L - 20), \quad I_p = 0,73 (W_L - 7), \quad W_L = 30, \quad W_L = 58$$

La plasticidad de estos suelos puede clasificarse por tanto como media y de media-alta para el tosco arcilloso, estando representados siempre por encima de la línea-A. Observando el gráfico puede apreciarse que aumenta la plasticidad con el porcentaje de finos, (Grim, 1.962). Este hecho se ha reflejado en la figura IV.9 en la que

GRAFICO DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE

- + TOSCO ARENOSO
- TOSCO
- ▲ TOSCO ARCILLOSO



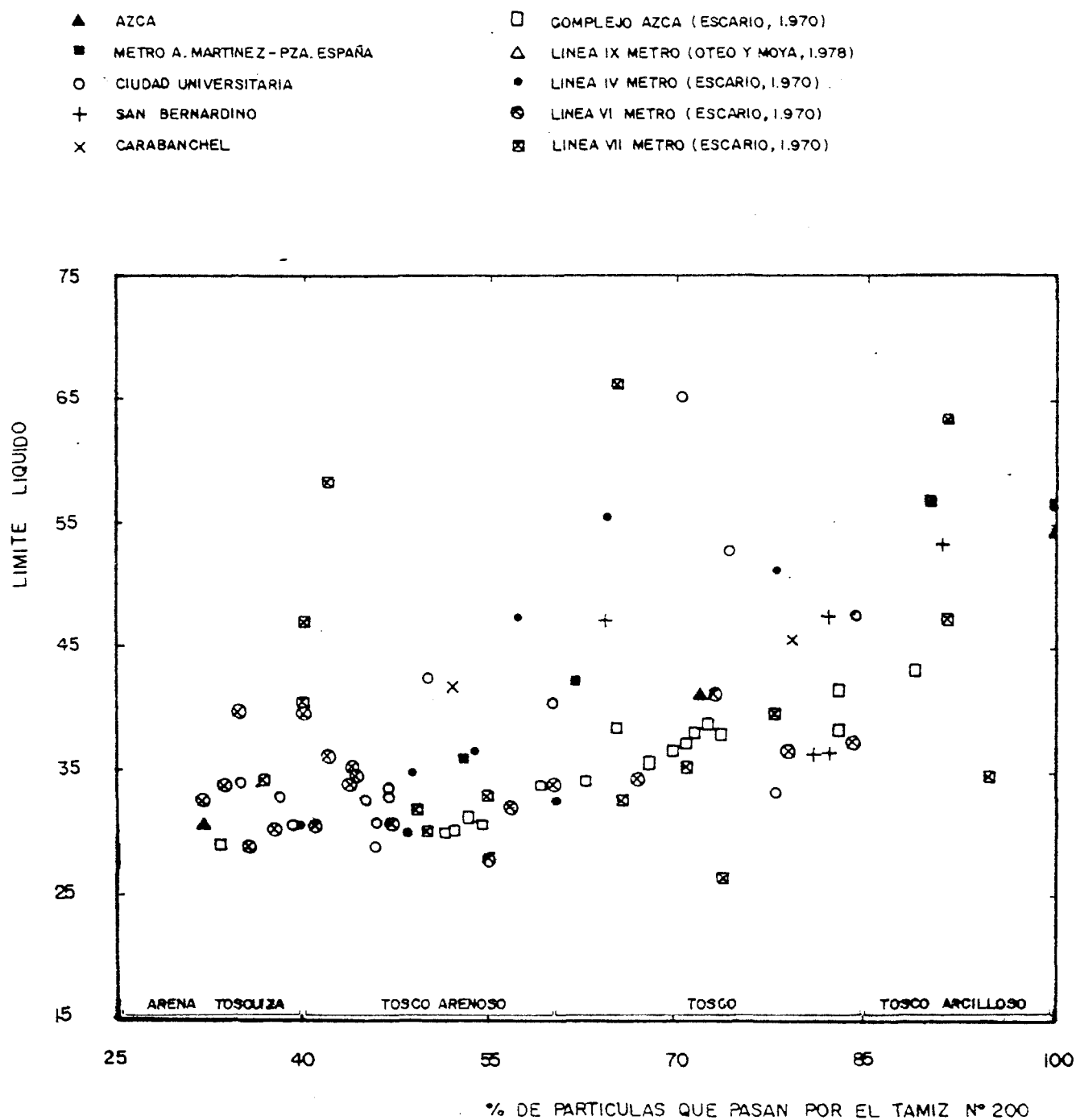


FIG.-IV.9 -

RELACION ENTRE EL PORCENTAJE DE FINOS
Y EL LIMITE LIQUIDO.

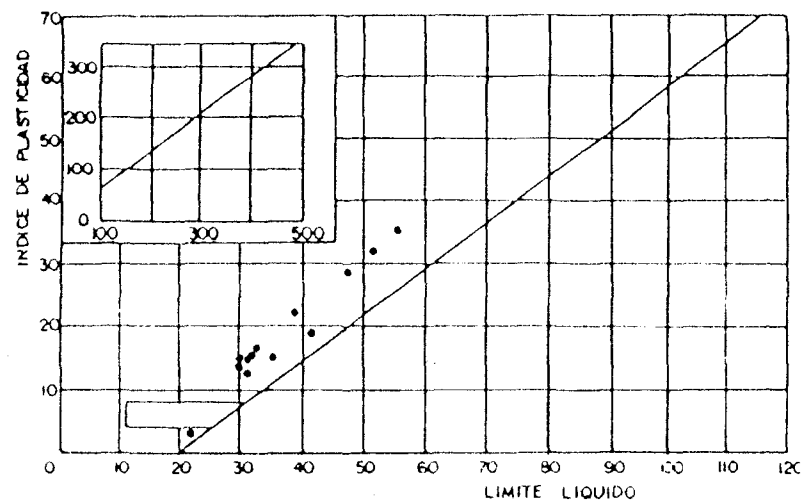


FIG. IV.10.a.- LINEA IV (Los suelos de Madrid. V.Escario)

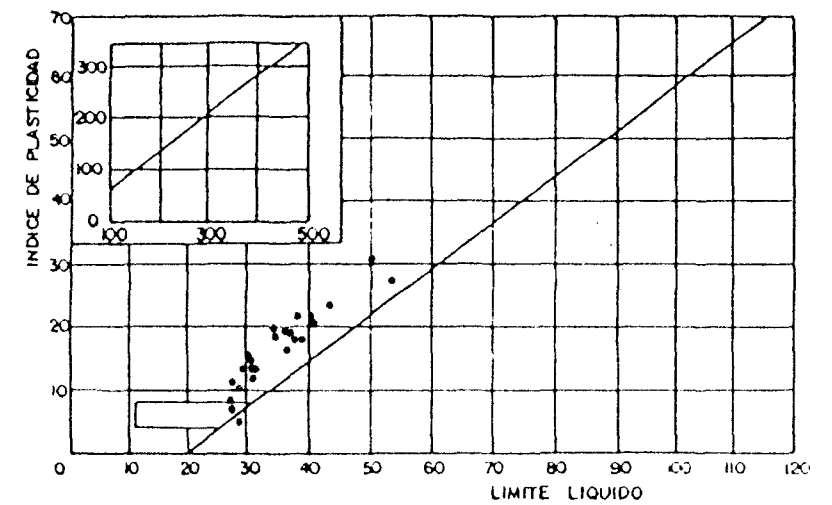


FIG. IV.10.b.- LINEA VI (Los suelos de Madrid. V. Escario)

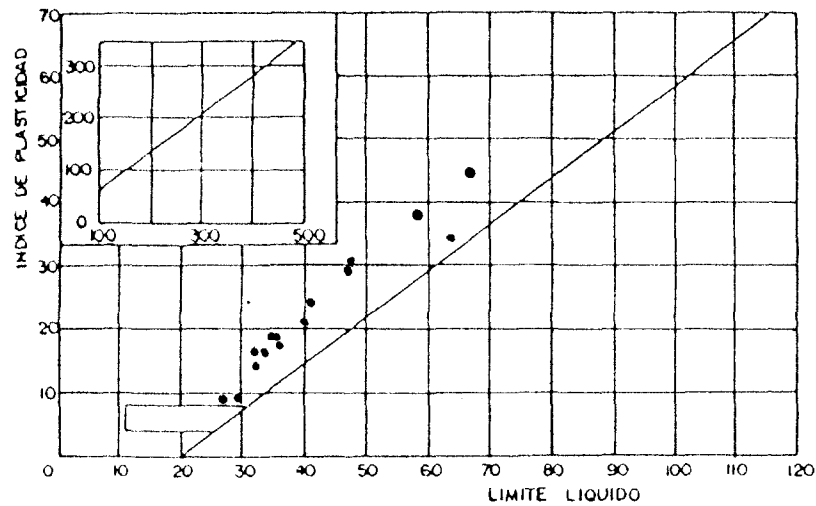


FIG. IV.10.c.- LINEA VII (Los suelos de Madrid. V.Escario)

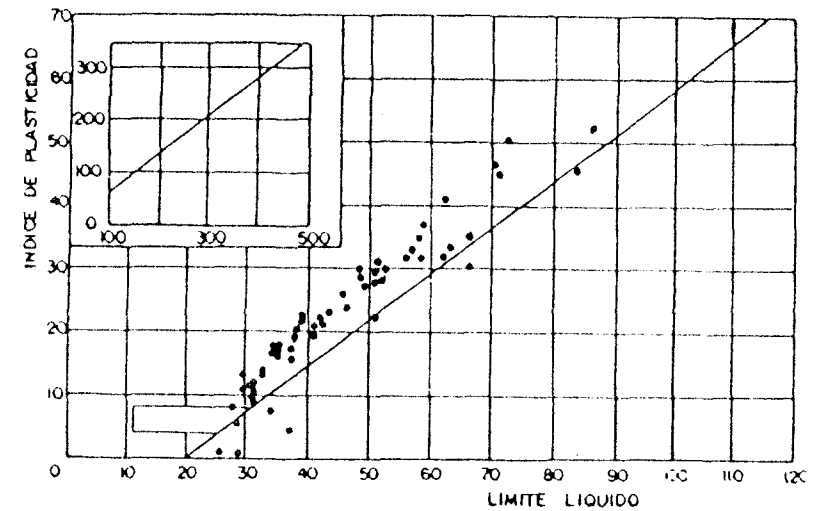


FIG. IV.10.d.- LINEA IX (Informe Laboratorio Transporte)

FIGURA IV.10.- GRAFICOS DE PLASTICIDAD. ESTUDIOS REALIZADOS
EN LINEAS DEL FF.CC. METROPOLITANO DE MADRID.

se han incluido datos de las líneas IV, VI, VII y IX de FF.CC. Metropolitano y del complejo A.Z.C.A.. En esta figura se aprecia, en efecto, la tendencia a aumentar el límite líquido con el contenido de finos, - sin embargo, no es posible establecer una correlación entre ambas variables.

Los gráficos de plasticidad de los materiales tosquizos que aparecieron en las excavaciones de las líneas IV, VI, VII y IX de FF. CC. Metropolitano de Madrid, están representados en las figuras IV.10 a, b, c, d, y como puede apreciarse las zonas son muy similares al de la Figura IV.8., estando siempre los puntos representativos situados por encima de la línea-A y con una plasticidad media o media-alta cuando el suelo es tosco arcilloso.

Clasificación

Teniendo en cuenta los análisis granulométricos y la plasticidad de la variedad de suelos tosquizos podemos clasificarlos según - el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (Casagrande, 1942), que es uno de los sistemas que mayor difusión ha alcanzado, aunque con algunas modificaciones posteriores. Según este sistema podemos asignar a los distintos tipos de suelos tosquizos la siguiente clasificación:

Arena tosquiza: SC-CL

Tosco arenoso : CL-SC

Tosco : CL

Tosco arcilloso:CH

Peso específico de las partículas

Se han realizado dos determinaciones del peso específico de las partículas en cada una de las muestras, determinando a continuación el valor medio si ambos eran parecidos, y si no era así volviendo a repetir dichas determinaciones. Se ha puesto especial atención en el cálculo del peso específico de las partículas, debido a la influencia que tiene una pequeña variación de este en la determinación del índice de huecos y del grado de saturación.

Los pesos específicos calculados presentan un campo de variación pequeño, comprendido entre $2,622 \text{ T/m}^3$ y $2,716 \text{ T/m}^3$.

Los valores medios determinados para cada uno de los tipos de suelos tosquizos, son los siguientes:

Arena tosquiza : $2,647 \text{ T/m}^3$
 Tosco arenoso : $2,652 \text{ T/m}^3$
 Tosco : $2,656 \text{ T/m}^3$
 Tosco arcilloso: $2,651 \text{ T/m}^3$

Como puede apreciarse, la variación del peso específico de las partículas en los diversos materiales que constituyen la gama de suelos tosquizos es muy pequeña, lo cual es lógico teniendo en cuenta el origen similar de estos suelos. Puede considerarse que el peso específico es practivamente constante, puesto que las diferencias existen-

tes entre grumos es análoga a la dispersión que hay dentro de cada uno.

Contenido de carbonatos

No se han apreciado carbonatos en las muestras ensayadas. -
Tampoco tenemos referencia de que se hayan detectado en otros ensayos realizados en los suelos tosquizados de Madrid.

Contenido de sulfatos

Solo se ha detectado un pequeño porcentaje en algunas de las muestras procedentes del Parque del Oeste (colector de San Bernardino) que expresado en contenido de $\text{SO}_3^=$ varía entre 0,016% y 0,022%. En los estudios geotécnicos previos a la construcción de las líneas IV, VI, - VII y IX de FF.CC. Metropolitano se han registrado valores comprendidos entre 0,02 y 0,1%.

No cabe esperar, por tanto, que estos materiales produzcan efectos nocivos sobre el hormigón de las cimentaciones en cuanto a su contenido de sulfatos.

IV.2.2.2.- Propiedades de estado

Densidad

En todas las muestras se han realizado entre dos y tres deter

minaciones de la densidad aparente, pesando el suelo alojado en el interior de un anillo adométrico, el correspondiente al ensayo que se fuera a realizar, habiéndose efectuado también algunas comprobaciones por método del mercurio.

Los valores medios de densidad aparente y seca reflejados en la Tabla IV.1. para la gama de suelos tosquizos de Madrid se han obtenido a partir de las muestras tomadas para esta investigación, así como de los datos disponibles de la líneas de FF.CC. Metropolitano y del complejo A.Z.C.A.

TABLA IV.1

DENSIDAD APARENTE Y SECA MEDIAS DE
LA GAMA DE SUELOS TOSQUIZOS DE MADRID.

	DENSIDAD APARENTE (T/m ³)	DENSIDAD SECA (T/m ³)
ARENA TOSQUIZA	2,079	1,865
TOSCO ARENOSO	2,071	1,828
TOSCO	2,075	1,777
TOSCO ARCILLOSO	2,010	1,654

Puede apreciarse, sobre todo en la columna correspondiente a la densidad seca una disminución de esta con el aumento de la pro-

- | | |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| ▲ AZCA | □ COMPLEJO AZCA (ESCARIO, 1.970) |
| ■ METRO A. MARTINEZ - PZA. ESPAÑA | △ LINEA IX METRO (OTEO Y MOYA, 1.978) |
| ○ CIUDAD UNIVERSITARIA | ● LINEA IV METRO (ESCARIO, 1.970) |
| + SAN BERNARDINO | ⊗ LINEA VI METRO (ESCARIO, 1.970) |
| x CARABANCHEL | ⊠ LINEA VII METRO (ESCARIO, 1.970) |

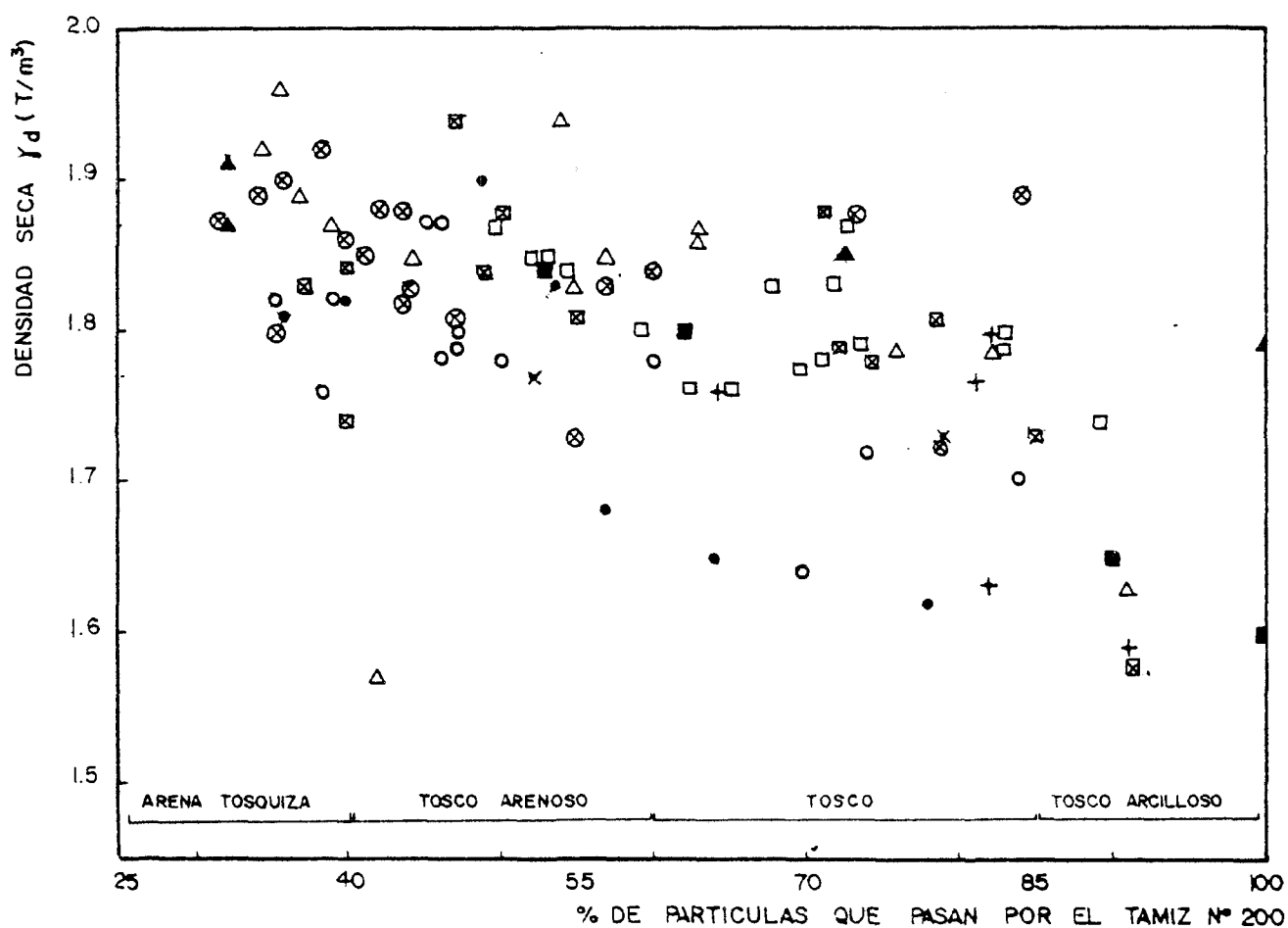


FIG. IV. II

DENSIDAD SECA FRENTE AL PORCENTAJE DE FINOS. (% PARTICULAS QUE PASA POR EL TAMIZ N° 200).

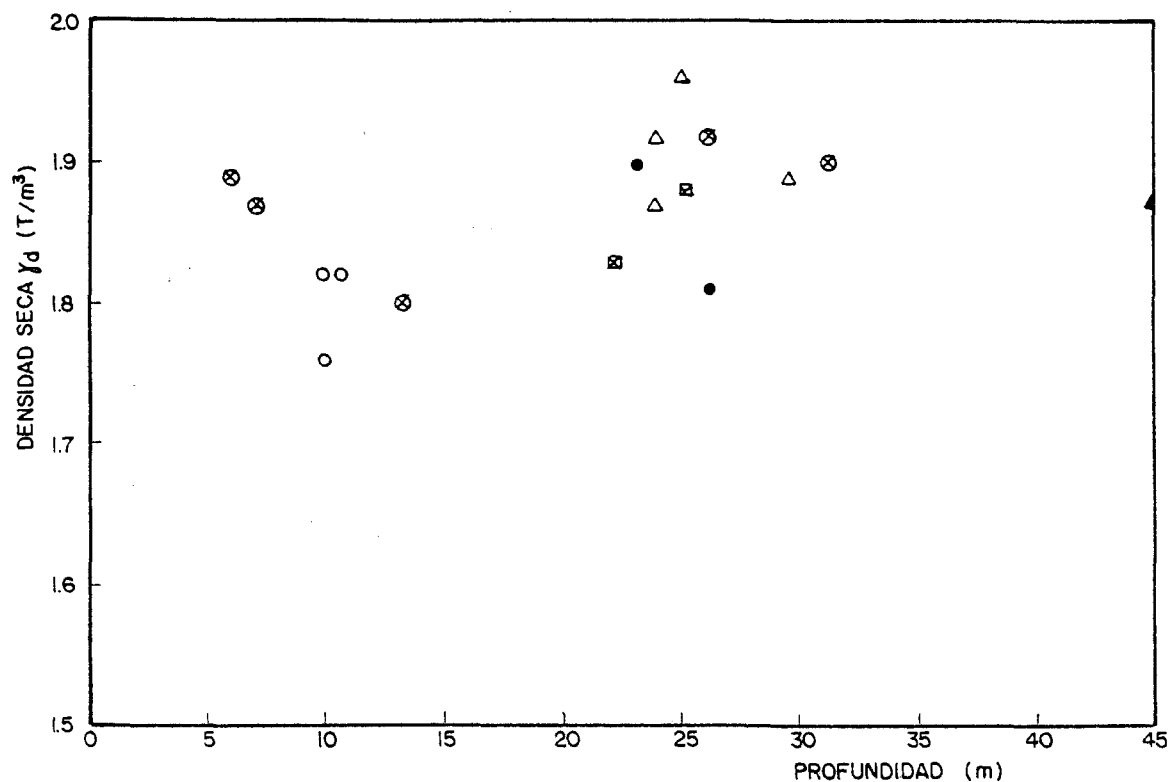


FIGURA IV.12.- RELACION ENTRE LA DENSIDAD SECA Y LA PROFUNDIDAD EN LA ARENA TOSQUIZA.

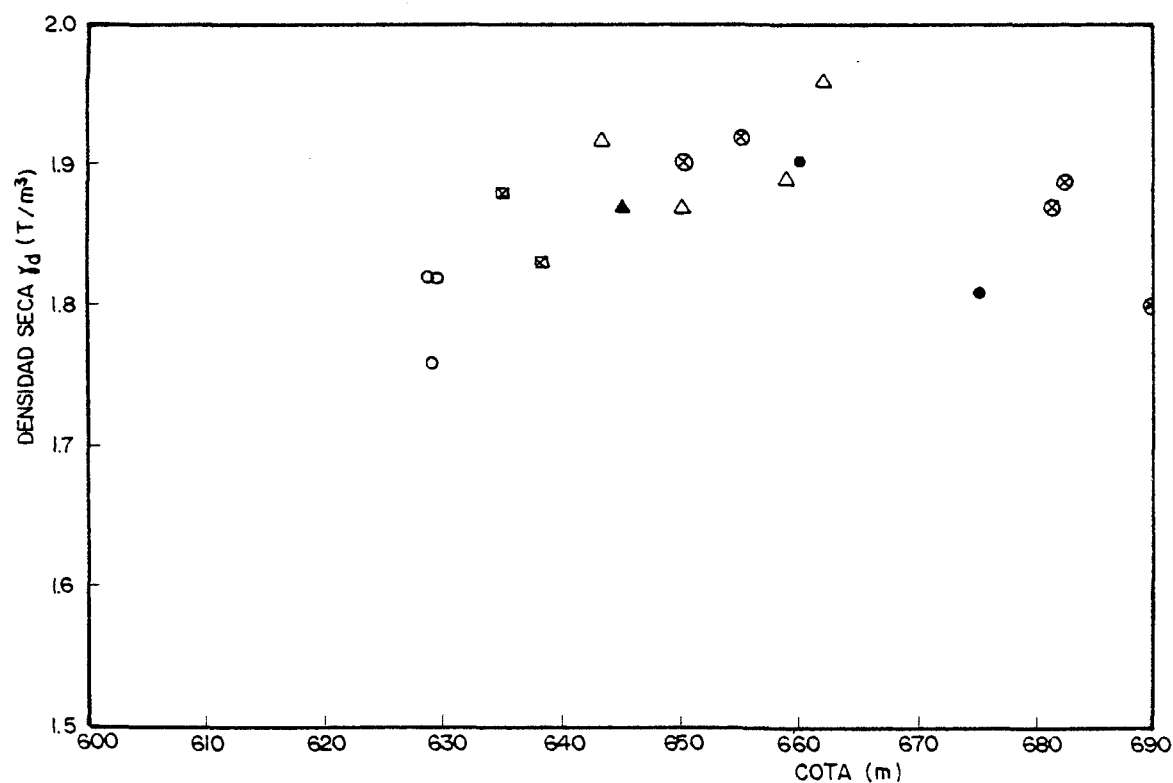


FIGURA. IV.13 RELACION ENTRE LA DENSIDAD SECA Y LA COTA TOPOGRAFICA EN LA ARENA TOSQUIZA.

- | | |
|------------------------|---------------------------------------|
| ▲ AZCA | △ LINEA IX METRO (OTEO Y MOYA, 1.978) |
| ○ CIUDAD UNIVERSITARIA | ● LINEA IV METRO (ESCARIO, 1.970) |
| | ⊗ LINEA VI METRO (ESCARIO, 1.970) |
| | ⊠ LINEA VII METRO (ESCARIO, 1.970) |

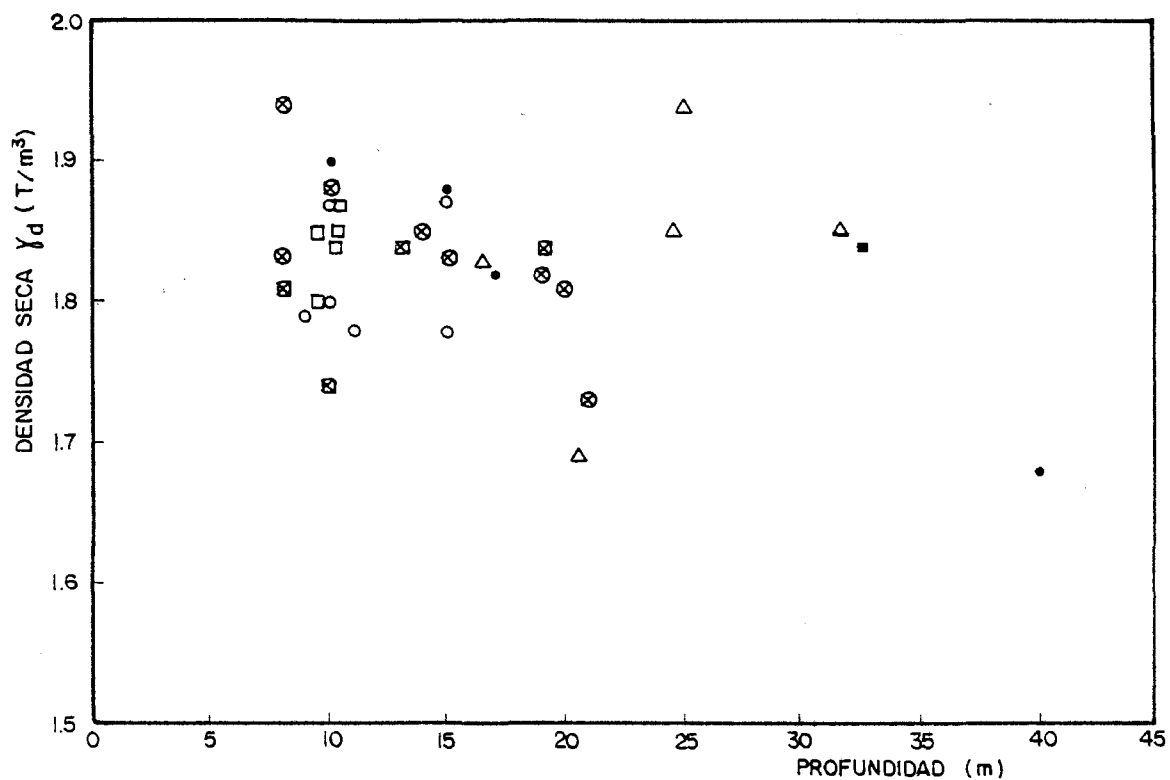


FIGURA IV. 14. RELACION ENTRE LA DENSIDAD SECA Y LA PROFUNDIDAD EN EL TOSCO ARENOSO

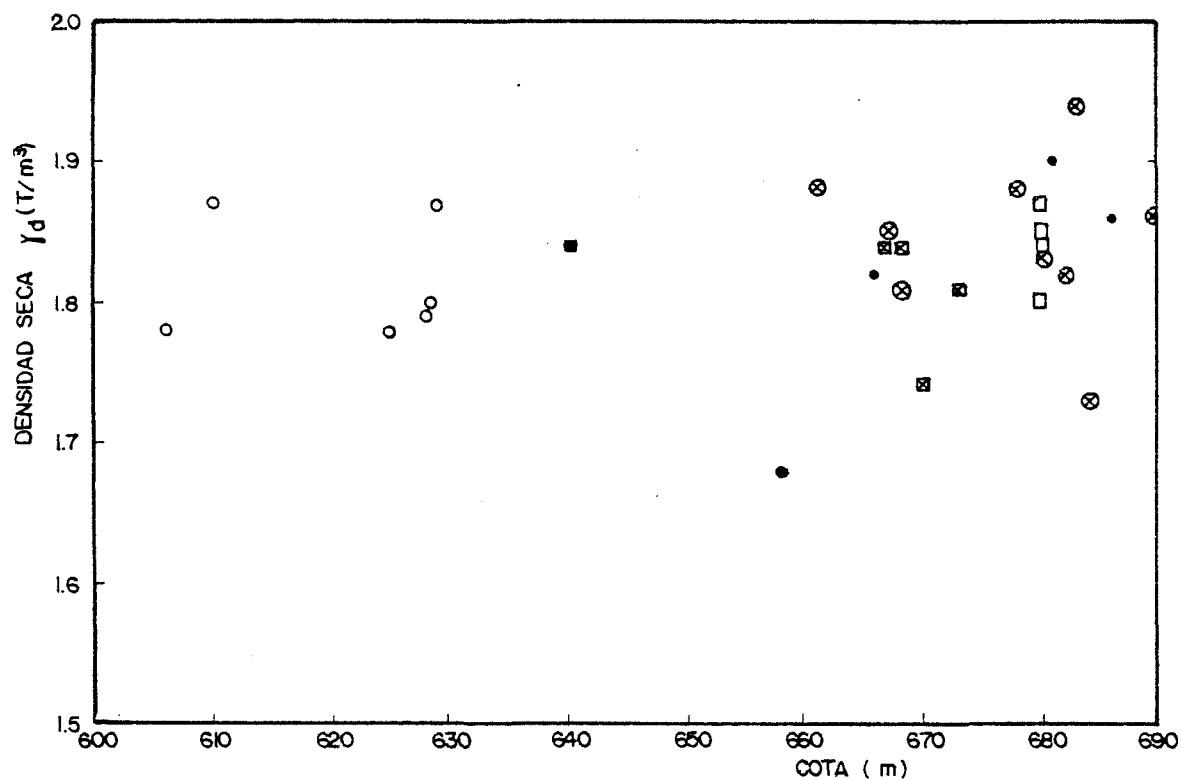


FIGURA IV. 15 - RELACION ENTRE LA DENSIDAD SECA Y LA COTA TOPOGRAFICA EN EL TOSCO ARENOSO

- | | |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| ■ METRO A. MARTINEZ - PZA. ESPAÑA | □ COMPLEJO AZCA (ESCARIO, 1.970) |
| ○ CIUDAD UNIVERSITARIA | △ LINEA IX METRO (OTEO Y MOYA, 1.978) |
| | • LINEA IV METRO (ESCARIO, 1.970) |
| | ⊗ LINEA VI METRO (ESCARIO, 1.970) |
| | ⊠ LINEA VII METRO (ESCARIO, 1.970) |

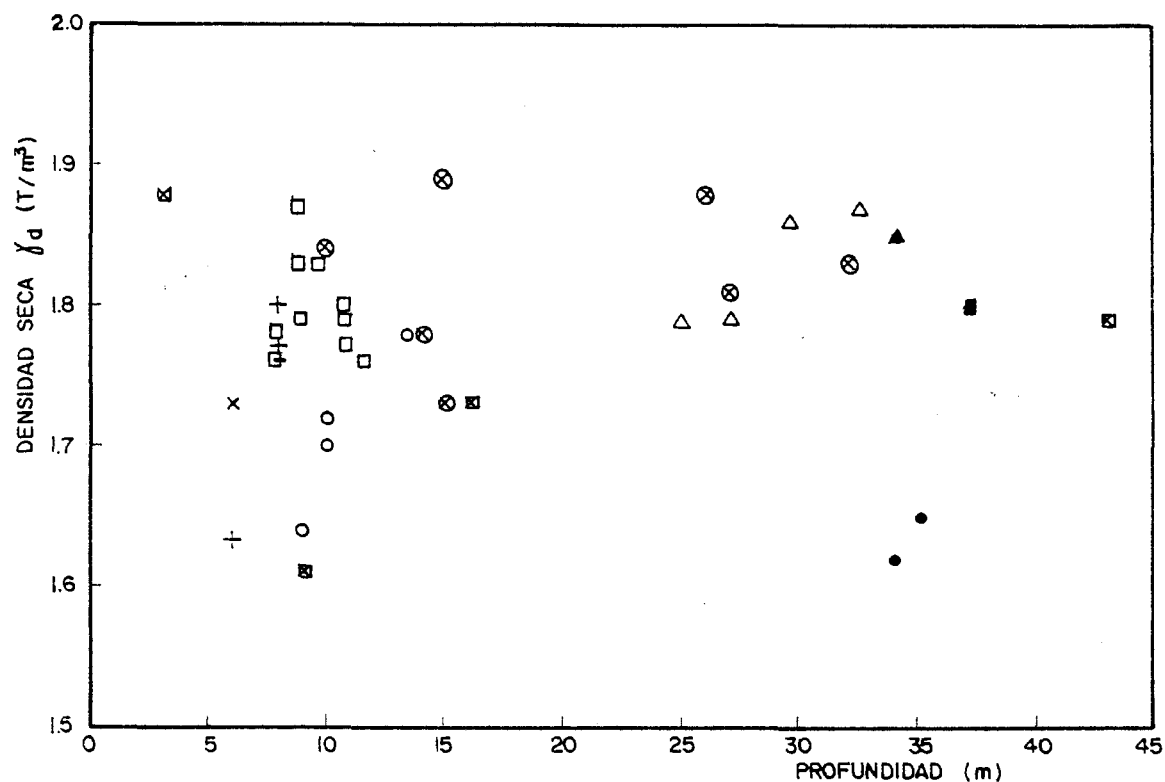


FIGURA IV.16. RELACION ENTRE LA DENSIDAD SECA Y LA PROFUNDIDAD EN EL TESCO

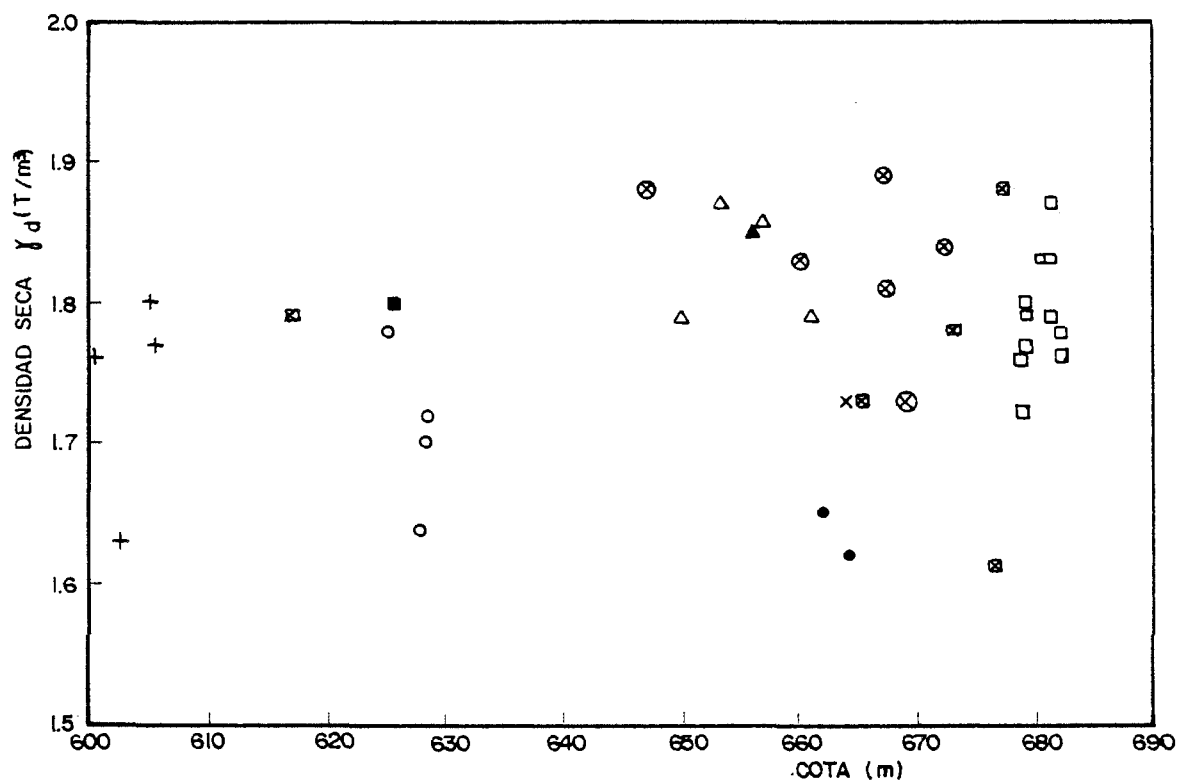


FIGURA IV.17 RELACION ENTRE LA DENSIDAD SECA Y LA COTA TOPOGRAFICA EN EL TESCO.

- | | |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| ▲ AZCA | □ COMPLEJO AZCA (ESCARIO, 1.970) |
| ■ METRO A. MARTINEZ - PZA. ESPAÑA | △ LINEA IX METRO (OTED Y MOYA, 1.978) |
| ○ CIUDAD UNIVERSITARIA | • LINEA IV METRO (ESCARIO, 1.970) |
| + SAN BERNARDINO | ⊗ LINEA VI METRO (ESCARIO, 1.970) |
| x CARABANCHEL | ⊠ LINEA VII METRO (ESCARIO, 1.970) |

porción de la fracción fina. En la figura IV.11 se ha representado la densidad seca frente al porcentaje de finos apreciándose de forma clara una disminución gradual de la densidad seca al pasar de la arena tosquiza al tosco arcilloso.

Cabria esperar un aumento de la densidad seca con la profundidad ó con la menor cota topográfica. Sin embargo, como puede apreciarse en las Figuras IV.12 a IV.17, no se observa esa tendencia en ninguno de los diferentes tipos de suelos tosquizos (no se ha representado el tosco arcilloso por ser menor la población de datos disponibles).

En las muestras tomadas específicamente para esta investigación se han efectuado entre 4 y 6 determinaciones de humedad natural. En los valores que a continuación se comentan se ha hallado la media de esas determinaciones, habiéndose incorporado además los datos procedentes de las líneas IV, VI, VII y IX del FF. CC. Metropolitano y los del complejo A.Z.C.A..

Como es lógico, la humedad aumenta con el contenido de finos, ya que cuanto más arcilloso es el suelo, este tiene mayor facilidad para retener el agua. En la figura IV.18 se han representado los contenidos de humedad natural determinados frente al porcentaje de finos.

La humedad media obtenida para la arena tosquiza es 11,47

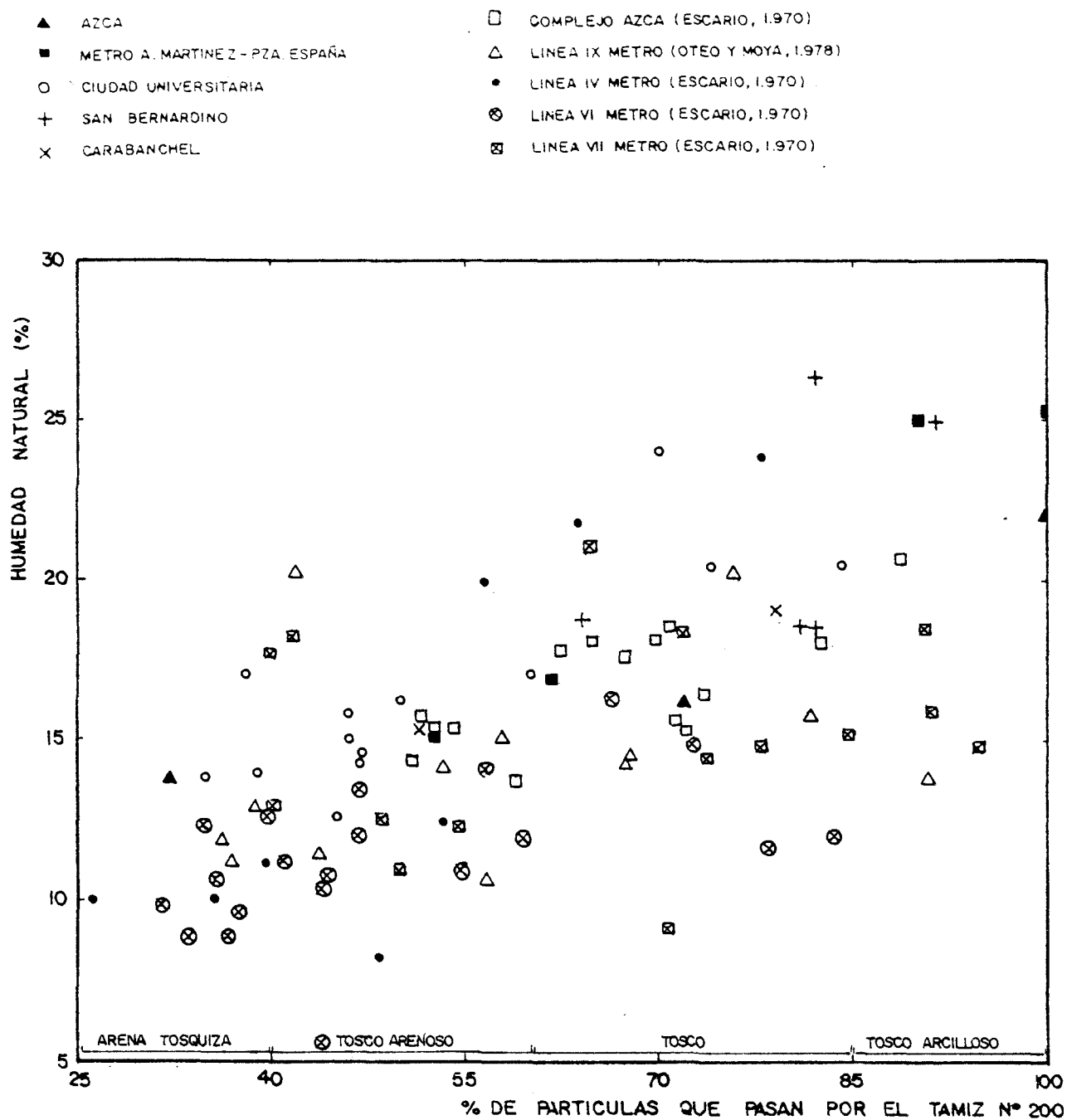


FIGURA IV. 18 RELACION ENTRE LA HUMEDAD Y EL PORCENTAJE DE FINOS

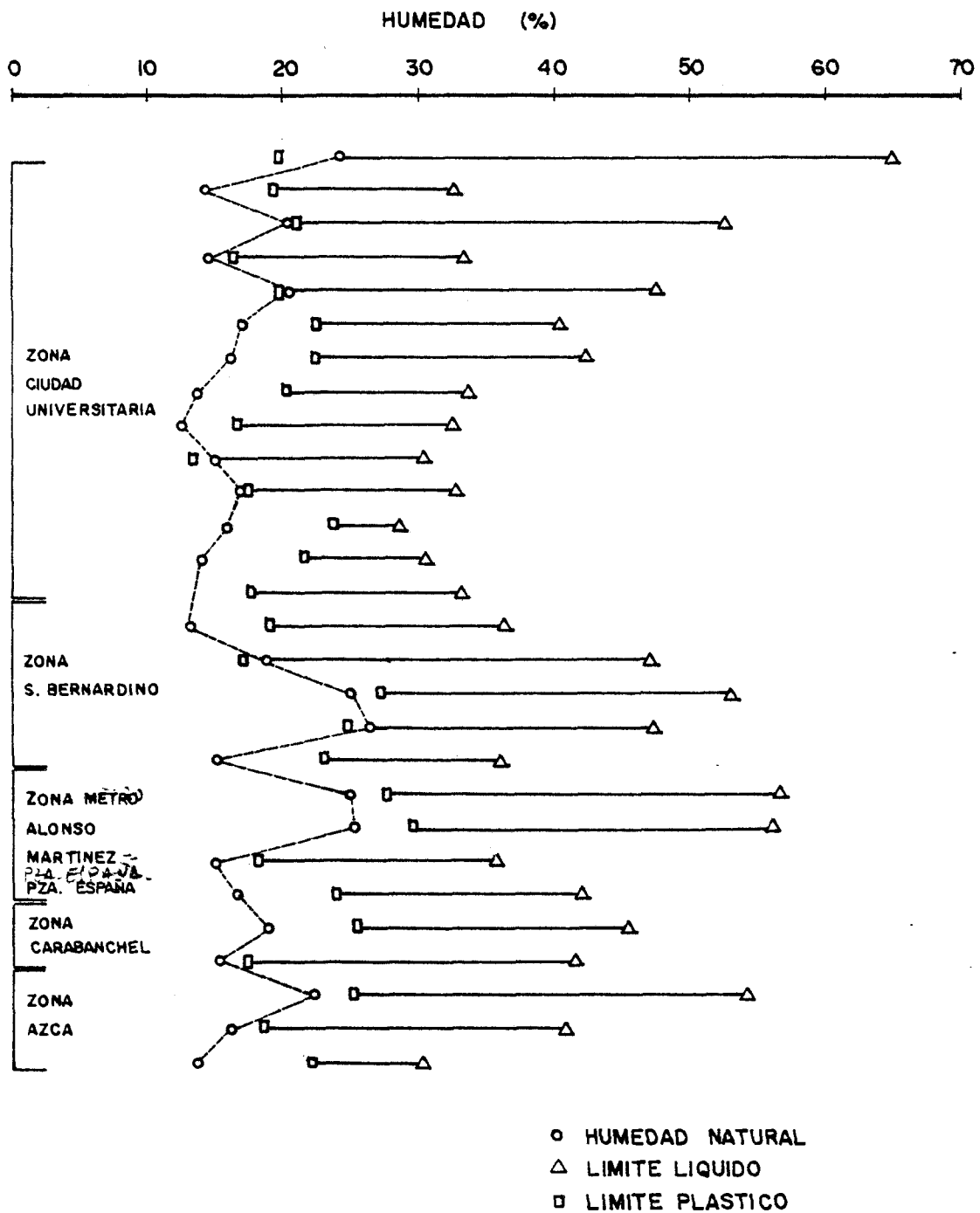


FIGURA IV.19 CONSISTENCIA DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS

para el tosco arenoso 13,29, para el tosco 16,77 y para el tosco arcilloso 21,52.

En la mayor parte de las determinaciones efectuadas, la humedad natural está por debajo del límite plástico, siendo por tanto el índice de consistencia mayor que 1. En la figura IV.19 se ha representado la relación entre los límites de Atterberg y la humedad natural de las muestras ensayadas.

Grado de saturación

El grado de saturación del conjunto muestreado para esta investigación se ha determinado a partir de la expresión: $S_r = w \cdot \gamma_s / e_o$, donde S_r (grado de saturación en tanto por uno), w (humedad natural en tanto por uno), γ_s (peso específico de las partículas en T/m^3) y e_o (índice de huecos inicial).

A su vez, el índice de huecos se ha determinado a partir de: $e = [\gamma_s (1+w) / \gamma_{ap}] - 1$. Donde γ_{ap} es la densidad aparente medida en el laboratorio.

Hay que señalar que en las expresiones indicadas, tanto el índice de huecos como el grado de saturación son muy sensibles a pequeñas variaciones que puedan presentarse en la densidad aparente, contenido de humedad natural y peso específico de las partículas, determinaciones que se han realizado en laboratorio y están sujetas por

tanto a posibles errores.

En las figuras IV.20 y IV.21. pueden verse el índice de huecos y el grado de saturación de las muestras tomadas para esta investigación junto con los datos procedentes de la línea IX del FF.CC. Metropolitano , y para los diversos tipos de suelos tosquizos.

El índice de huecos aumenta con el contenido de finos, pasando de un valor que está en torno a 0,45 para la arena tosquiza, índice que corresponde a una arena densa, hasta valores que suelen ser inferiores a 0,65 para el tosco arcilloso y que corresponden a una arcilla muy firme.

La saturación es practicamente completa para el toco y tosco arcilloso, pero no así para la arena tosquiza y tosco arenoso, cuyo grado de saturación varia entre un 76% y un 92%, en general, con valor medio del 85%. Conviene señalar no obstante que tanto la arena tosquiza, como el tosco arenoso, tienen un poder de retención de agua que es inferior al de los suelos tosquizos con un mayor contenido de finos y que se ha podido perder un poco de humedad en la toma y manipulación de muestras.

Esta posible pérdida es causa de que el grado de saturación estimado sea algo inferior al real. De todas formas, estaríamos aún lejos del 100% de saturación en la arena tosquiza y tosco arenoso, materiales, que en el área de Madrid, y de forma general pueden considerarse

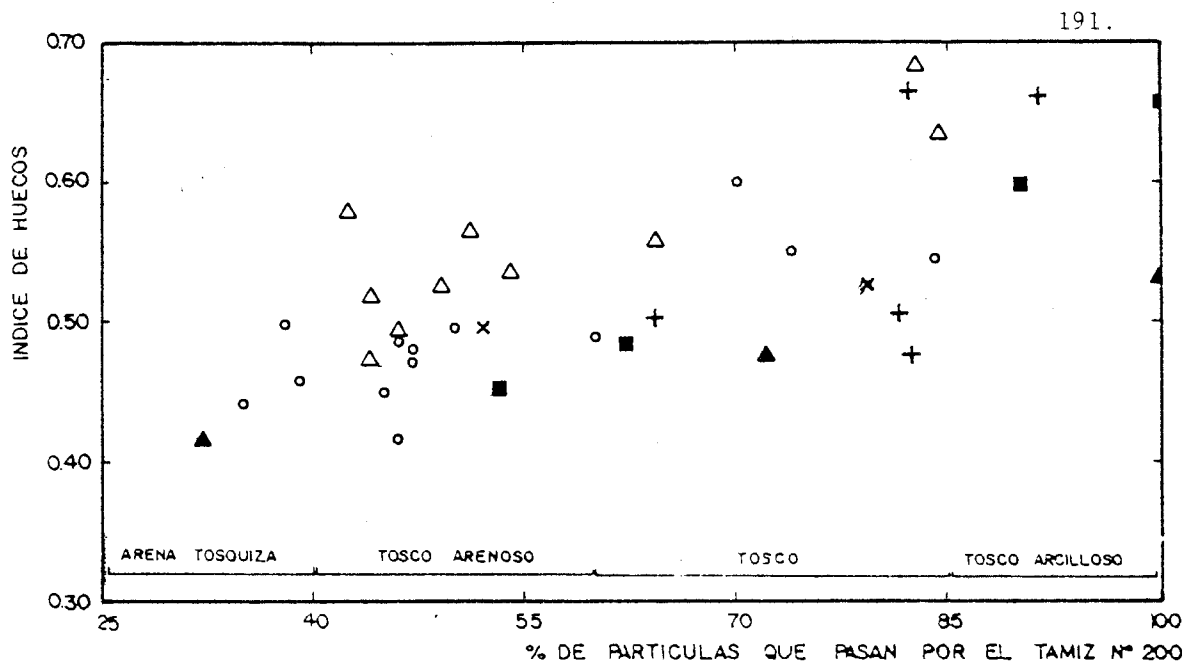


FIG. IV.20.- RELACION ENTRE EL INDICE DE HUECOS Y EL CONTENIDO DE FINOS

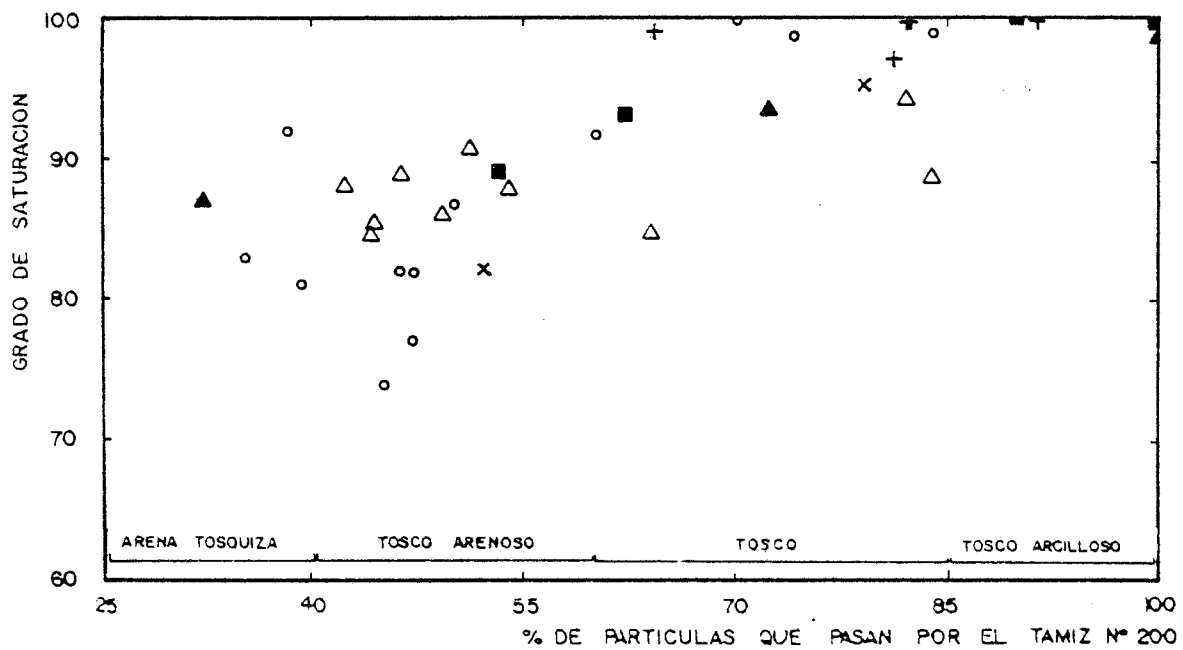


FIG. IV.21.- RELACION ENTRE EL GRADO DE SATURACION Y EL CONTENIDO DE FINOS

- ▲ AZCA
- METRO A. MARTINEZ - PZA. ESPAÑA
- CIUDAD UNIVERSITARIA
- + SAN BERNARDINO
- x CARABANCHEL
- △ LINEA IX METRO (OTED Y MOYA, 1978)

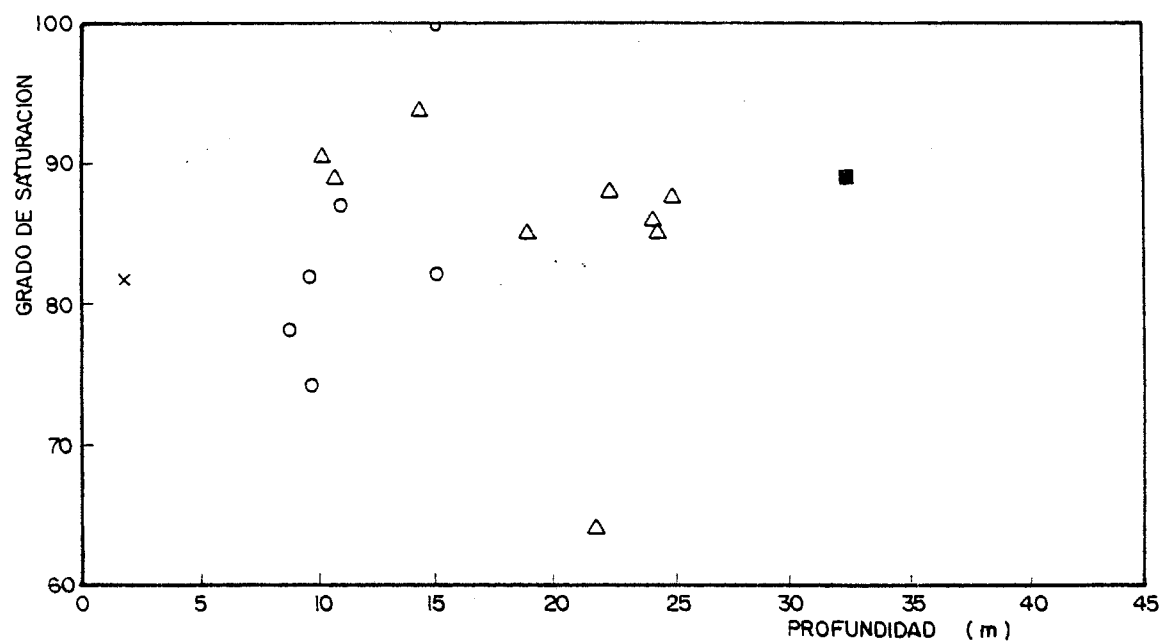


FIGURA IV. 22.- RELACION ENTRE EL GRADO DE SATURACION Y LA PROFUNDIDAD EN EL TOSCO ARENOSO

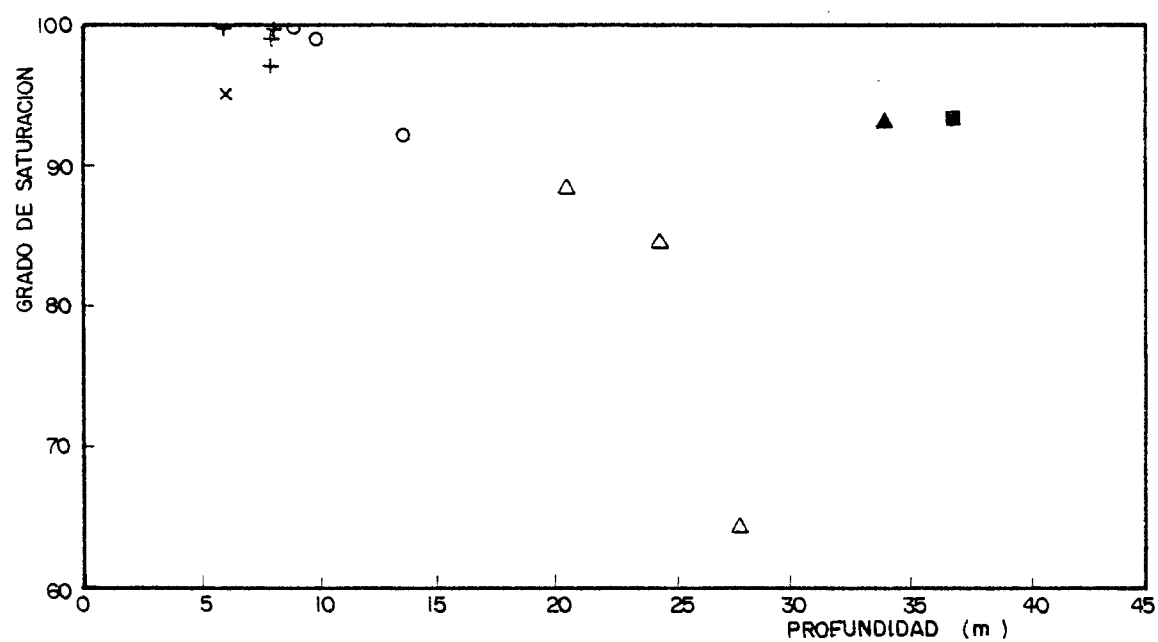


FIGURA IV. 23.- RELACION ENTRE EL GRADO DE SATURACION Y LA PROFUNDIDAD EN EL TOSCO.

- ▲ AZCA
- METRO A. MARTINEZ - PZA. ESPAÑA
- CIUDAD UNIVERSITARIA
- + SAN BERNARDINO
- x CARABANCHEL
- △ LINEA IX METRO (OTEO Y MOYA, 1.978)

se como parcialmente saturados.

El grado de saturación tiende a umentar con la profundidad - en el tosco arenoso (Figura IV.22), sin embargo, no se observa esta - tendencia en el tosco (Figura IV.23), lo cual puede ser debido a que, al menos en las muestras tomadas para esta investigación el grado de - saturación es generalmente superior al 93%, siendo difícil apreciar un aumento con la profundidad con grados de saturación próximos ó iguales al cien por cien con una población pequeña de muestras, y pertenecientes la mayoría a profundidades comprendidas entre cinco y diez metros.

En la Tabla IV.2. figuran las propiedades de identificación y estado más importantes de las muestras tomadas para esta investigación.

CUADRO RESUMEN CON LAS PROPIEDADES MAS IMPORTANTES DE IDENTIFICACION Y ESTADO
DE LAS MUESTRAS TOMADAS PARA ESTA INVESTIGACION.

MUESTRA	PROCEDENCIA	COTA (m.)	PROFUNDIDAD (m.)	HUMEDAD NATURAL %	DENSIDAD SECA (gr/cm ³)	PESO ESP. PARTICULAS (gr/cm ³)	LIMITE LIQUIDO %	INDICE DE PLASTICIDAD %	% PASA # N° 10	% PASA # N° 200	%FRACCION ARCILLA (< 2 u)	DENOMINACION
M-1	C. UNIVERSITARIA	628	9	24	1,64	2,622	65	45,4	98	70	42	TOSCO
M-2	C. UNIVERSITARIA	628	9	14,25	1,79	2,646	32,5	13,5	99	47	13	TOSCO ARENOSO
M-3	C. UNIVERSITARIA	628,5	10	20,4	1,72	2,663	52,5	31,8	100	74	36	TOSCO
M-4	C. UNIVERSITARIA	628,5	10	14,6	1,80	2,646	33,4	17	99	47	21	TOSCO ARENOSO
M-5	C. UNIVERSITARIA	628,5	10	20,5	1,70	2,628	47,5	27,6	100	84	46	TOSCO
M-6	C. UNIVERSITARIA	625,5	13,5	17	1,78	2,646	40,3	17,9	100	60	19	TOSCO
M-7	C. UNIVERSITARIA	625	11	16,2	1,78	2,658	42,3	20,1	100	50	16	TOSCO ARENOSO
M-8	C. UNIVERSITARIA	628,75	10	13,8	1,82	2,661	33,8	13,55	99	35	9	ARENA TOSQUIZA
M-9	C. UNIVERSITARIA	629	10	12,5	1,87	2,641	32,5	16	99	45	18	TOSCO ARENOSO
M-10	C. UNIVERSITARIA	606	15	15	1,78	2,648	30,5	17,26	99	46	8	TOSCO ARENOSO
M-11	C. UNIVERSITARIA	629	10	17	1,76	2,638	32,8	15,5	94	38	17	ARENA TOSQUIZA
M-12	C. UNIVERSITARIA	610	15	15,8	1,87	2,655	28,5	4,9	97	46	10	TOSCO ARENOSO
M-13	C. UNIVERSITARIA	629,5	10,5	14	1,82	2,646	30,5	9	99	39	9	ARENA TOSQUIZA
M-14	C. UNIVERSITARIA	612,5	11,5	---	---	2,660	33	15,5	100	78	30	TOSCO
M-15	SAN BERNARDINO	605	8	18	1,80	2,653	36,2	17,2	100	82	26	TOSCO
M-16	SAN BERNARDINO	600	8	18,75	1,76	2,646	47	30	100	64	24	TOSCO
M-17	SAN BERNARDINO	601	7,5	25	1,59	2,649	53	26	100	91	50	TOSCO ARCILLOSO
M-18	SAN BERNARDINO	602,5	6	26,3	1,63	2,716	47,3	22,6	100	82	47	TOSCO
M-19	SAN BERNARDINO	605,5	8	18,4	1,77	2,661	36	13	100	81	28	TOSCO
M-20	METRO A. MARTINEZ- PZA. ESPAÑA	640	32	25	1,65	2,647	56,5	29	100	90	55	TOSCO ARCILLOSO
M-21	METRO A. MARTINEZ- PZA. ESPAÑA	617	32	25,25	1,60	2,658	56	26,5	100	100	50	TOSCO ARCILLOSO
M-22	METRO A. MARTINEZ- PZA. ESPAÑA	640,5	32,5	15	1,84	2,677	35,7	17,6	99	53	12	TOSCO ARENOSO
M-23	METRO A. MARTINEZ- PZA. ESPAÑA	626	37	16,8	1,80	2,669	42	18,2	100	62	14	TOSCO
M-24	CARABANCHEL	649	6	19	1,73	2,645	45,5	19,3	100	79	27	TOSCO
M-25	CARABANCHEL	653	2	15,33	1,77	2,645	41,5	24,4	99	52	27	TOSCO ARENOSO
M-26	A.Z.C.A.	668	22	22,2	1,79	2,730	54	29,0	100	100	52	TOSCO ARCILLOSO
M-27	A.Z.C.A.	656	34	16,05	1,85	2,721	40,8	22,30	100	72	30	TOSCO
M-28	A.Z.C.A.	645	45	13,69	1,87	2,652	30,4	8,35	100	32	12	ARENA TOSQUIZA

IV.3.- CARACTERISTICAS MINERALOGICAS DE LA FRACCION FINA

Es fundamental el conocimiento de la composición de un suelo, minerales y proporciones de los mismos, para un mejor entendimiento y explicación del comportamiento de aquel ante las diversas acciones a que puede estar sometido, así como la variación de este comportamiento en el tiempo.

Basándose en criterios mineralógicos es también posible establecer diferencias estratigráficas en formaciones geológicas aparentemente semejantes, así como estudiar el origen e historia geológica de esas formaciones.

No es propósito de esta tesis realizar un estudio exhaustivo de la mineralogía de los suelos tosquizes de Madrid. Sin embargo, se ha querido llamar la atención sobre los minerales más importantes que constituyen la fracción arcillosa, cuyo conocimiento ayudará a un mejor entendimiento de algunas propiedades y comportamiento de este tipo de suelos.

Para este propósito, se seleccionaron nueve muestras que abarcan toda la gama de suelos tosquizes procedentes de los distintos puntos de Madrid en los que se tomaron muestras. De estas muestras, previo cuarteo, se separó parte de la fracción menor de 2 μ m.

En el laboratorio Central de Estructuras y Materiales del

Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, bajo la dirección del Dr. Barba, se han realizado de cada una de las nueve muestras los siguientes ensayos:

Difracción de Rayos X de polvo

Difracción de Rayos X de agregado orientado

Difracción de Rayos X de agregado tratado con etilen-glicol

Difracción de Rayos X de agregado orientado tratado a 550°
durante 2 horas.

Estudio por microscopio electrónico de barrido (MEB).

Los difactogramas muestran que los minerales que constituyen las muestras analizadas son practicamente los mismos, variando solo, aunque en pequeña medida, las proporciones. Estos minerales encontrados son los siguientes: montmorillonita, clorita, ilita, calcita, caolín, cuarzo, feldespato, interestratificado montmorillonita-clorita e interestratificado montmorillonita-ilita.

Del estudio de los difactogramas obtenidos a partir de la difracción de rayos X de polvo y de agregado orientado se pone de manifiesto que las proporciones mayoritarias corresponden a la ilita y al interestratificado montmorillonita-ilita. Así mismo el cuarzo y feldespatos aparecen en proporciones muy significativas.

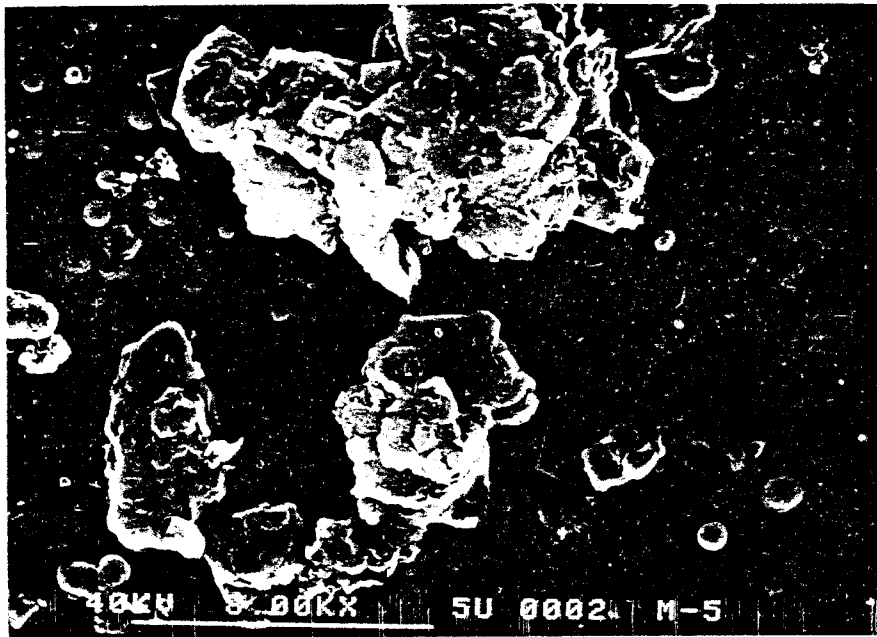
Al tratar el agregado orientado con etilenglicol se pone en evidencia, debido al desplazamiento de las bandas, la presencia de in

terestratificados y que casi toda la montmorillonita se encuentra formando parte de estos, principalmente en forma de interestratificado - montmorillonita-ilita y de forma secundaria en interestratificado montmorillonita-clorita. Es decir, aparece muy poca montmorillonita como mineral aislado.

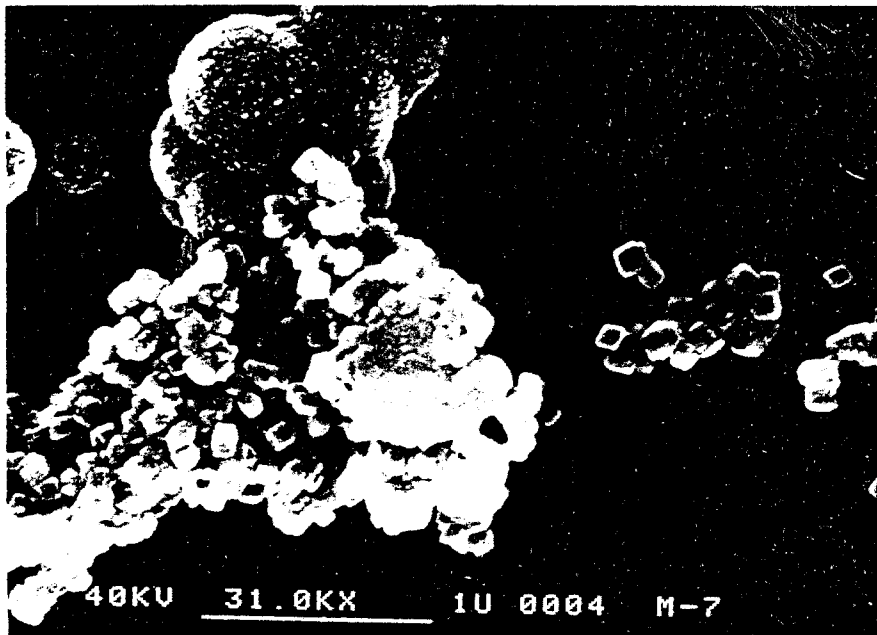
Al calentar el agregado orientado a 550° C se observa que el pico de la ilita se define y refuerza considerablemente lo cual confirma su participación en la formación del interestratificado montmorillonita-ilita. También se refuerzan los picos del cuarzo y feldespato, sobre todo el de este último, lo que puede indicar que ambos minerales - se encuentran en forma de partículas de tamaños muy pequeños, las cuales al calentar a 550° C crecen unas a expensas de otras originándose - cristales de mayor tamaño que refuerzan las reflexiones en los planos - cristalinos.

En las Figuras IV.24 a, b y c, pueden verse los difractogramas correspondientes a los ensayos realizados con la fracción menor de 2 μ m procedentes de la muestra M-16 de tosco. Los resultados de los análisis de Rayos X se han resumido en la Tabla IV.3.

El estudio de las nueve muestras mediante microscopio electrónico de barrido confirma las hipótesis que se desprenden del estudio de Rayos X. En la Fotografía 1 se observa un interestratificado de montmorillonita-ilita correspondiente a un tosco y en la fotografía 2 partículas microcristalinas de feldespatos pertenecientes a un suelo -



Fotografía 1.- Interestratificado Montmorillonita-ilita.
Partículas microcristalinas de cuarzo y
feldespato. Tosco.



Fotografía 2.- Partículas microcristalinas de feldespatos.
Tosco arenoso.

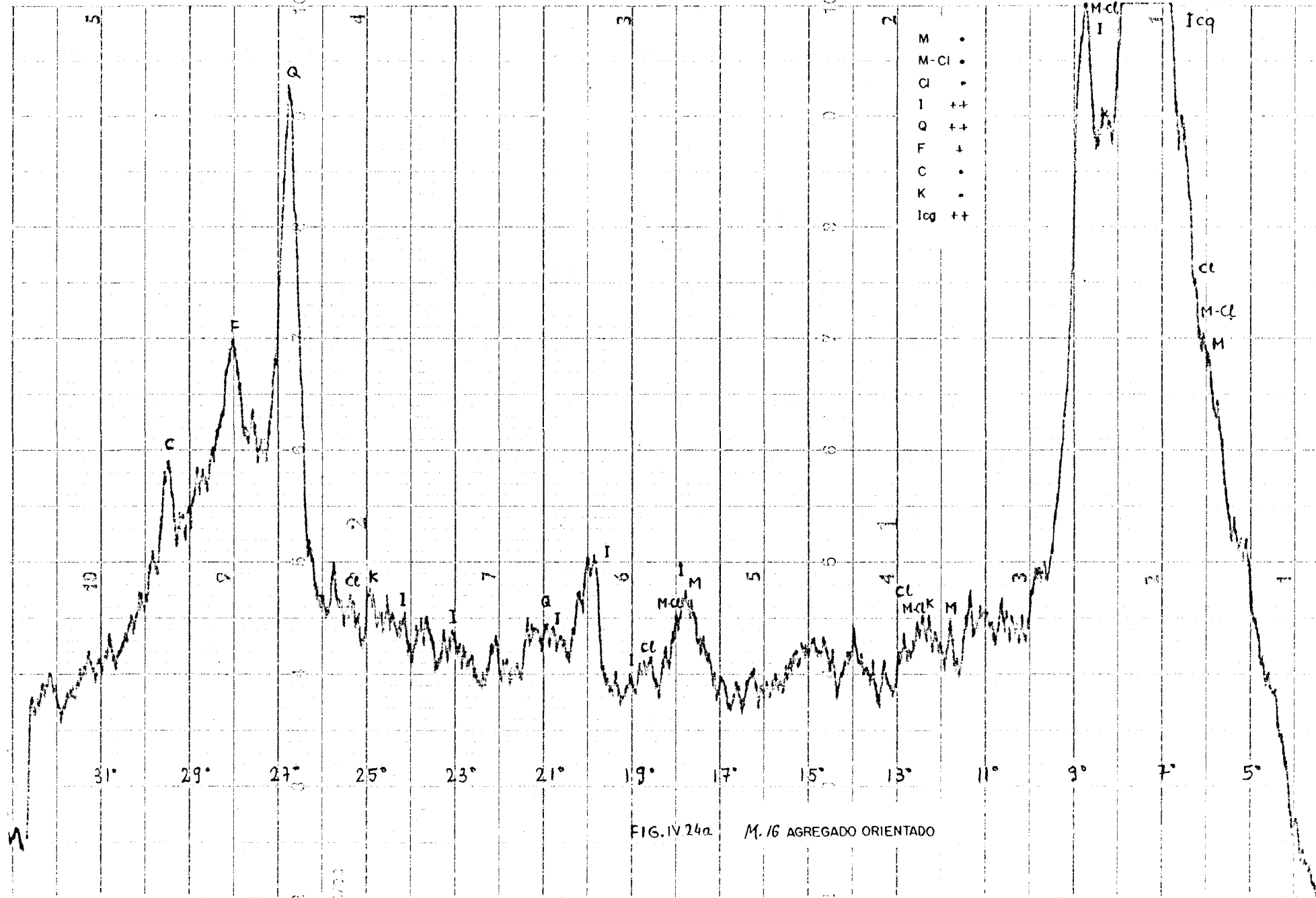


FIG. IV 24a M.16 AGREGADO ORIENTADO

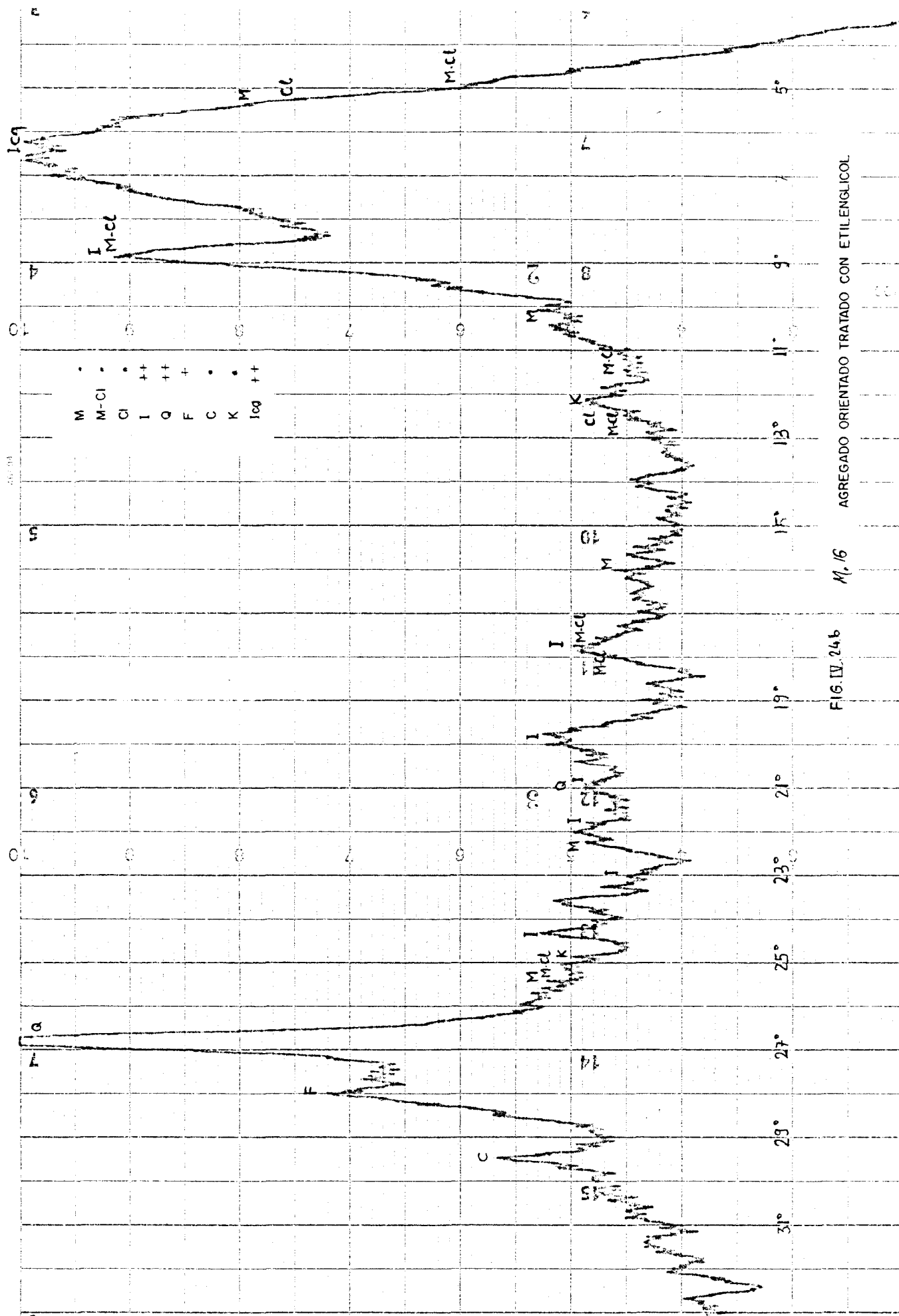


FIG. IV. 24b M. 16 AGREGADO ORIENTADO TRATADO CON ETILENGLICOL

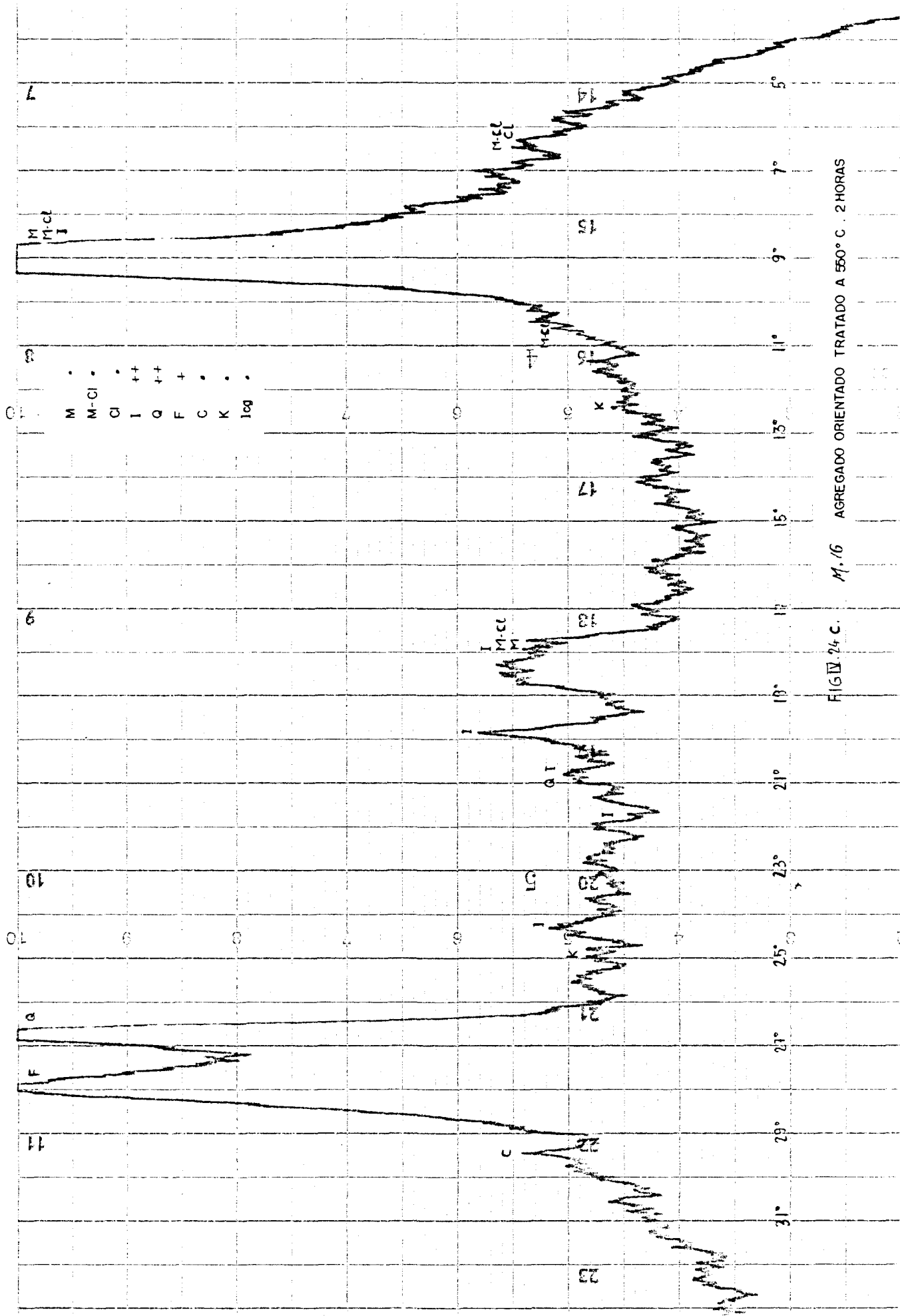


FIG. IV. 24 C. M. 16 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C. 2 HORAS

TABLA IV.3

MINERALES DE LA FRACCION ARCILLOSA DETECTADOS EN LOS ANALISIS DE RAYOS X

Muestra	Localización	Cota	M	M-Cl	Cl	I	Q	F	C	K	Icq
M-5	Ciudad Universitaria Tosco	628,5	.	.	.	++	+	+	+	.	+
M-7	Ciudad Universitaria Tosco arenoso	625	.	.	.	+	+	+	+	.	++
M-13	Ciudad Universitaria Arena tosquiza	629,5	+	+	+	.	++
M-16	Parque del Oeste Tosco	600	.	.	.	++	++	+	.	.	++
M-20	Alonso Martinez Tosco arcilloso	640	+	+	.	.	+	.	.	.	++
M-23	Alonso Martinez Tosco	626	.	.	.	+	++	.	.	.	+
M-25	Carabanchel Tosco arenoso	667	.	.	.	+	++	.	.	.	+
M-26	A.Z.C.A. Tosco arcilloso	668	.	.	.	++	+	+	.	+	++
M-28	A.Z.C.A. Arena tosquiza	645	.	.	.	++	++	+	+	.	++

LEYENDA

M = Montmorillonita

M-Cl= Interestratificado mont_
morillonita-clorita.

Cl = Clorita

I = Ilita

Q = Cuarzo

F = Feldespato.

C = Calcita

K = Caolin

Icq = Interestratificado mont_
morillonita-ilita

. = Hasta un 5%

+

++ = Hasta un 30%

clasificado como tosco arenoso.

Es importante que habitualmente se atribuye a la fracción arcillosa de la "arena de miga" y a los suelos tosquizados un contenido - apreciable de montmorillonita (Los suelos de Madrid, V. Escario (1970); Fenómenos de Colapso en las arenas del subsuelo de Madrid, Lopez Corral (1977)).

La unidad fundamental de una partícula de montmorillonita es tá formada por dos capas de tetraedros en cuyo interior existe una de octaedros. (Figura IV.25). La unión entre cada dos unidades es débil, por lo que el agua puede penetrar entre ambas originando una expansión en sentido perpendicular a la capa, fenómeno que es la causa de la conocida expansividad de los suelos arcillosos con una proporción elevada de montmorillonita.

Sin embargo, los suelos tosquizados de Madrid no son en general expansivos, habiéndose medido, en algunos casos, presiones de hinchamiento inferiores a 1 Kp/cm^2 , por lo cual induce a pensar que la montmorillonita no se encuentra en proporción apreciable como mineral aislado. Los ensayos de difracción de Rayos X efectuados así lo confirman, poniéndose de manifiesto que la mayor parte de la montmorillonita presente se encuentra en interstratificados montmorillonita-ilita, lo que justifica la poca expansividad que presentan en general los suelos tosquizados.

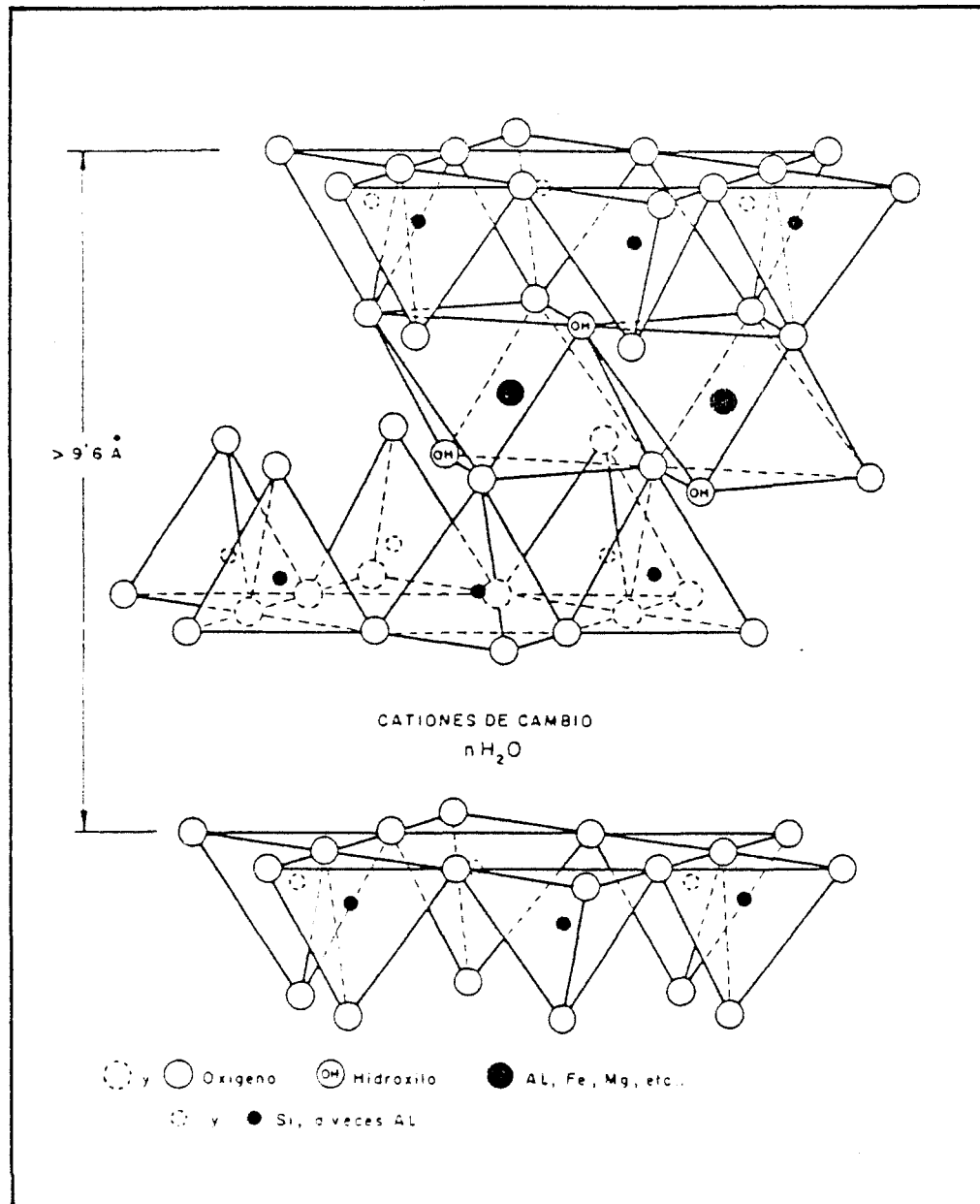


FIG.IV. 25.- ESTRUCTURA QUIMICA DE LA MONTMORILLONITA.
(GRIM, 1959. TOMADA DE JIMENEZ SALAS Y J. ALPAÑES)

La illita es otro de los componentes fundamentales de la -- fracción arcillosa, y aunque también tiene una estructura laminar de tres capas análoga a la de la montmorillonita, el agua no penetra entre las unidades, estando el defecto de cargas equilibrado por iones potasio situados entre dichas unidades. Su estructura no es expansiva.

Como complemento de los análisis mineralógicos se ha determinado la actividad (relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje de arcilla) de aquellas muestras cuya fracción de arcilla es superior al 25% (Concepto definido por Skempton, 1953). La actividad varia entre 0,46 y 0,88 (Figura IV.26), en las muestras de suelos tosquizos tomadas para esta investigación.

Para muchas arcillas la relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje de la fracción de arcilla viene representado por -- una recta que pasa por el origen (Figura IV.27). Sin embargo, estudios más recientes (Seed, Woodward and Lundgren 1962, 1964) muestran que la relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje de la fracción de arcilla viene representada en ocasiones por una recta que corta al -- eje de abscisas en un punto correspondiente al 10% del porcentaje de arcilla, e incluso por dos rectas con distinta pendiente (Seed, Woodward and Lundgren, 1964). La actividad de una mezcla de minerales de arcilla está influenciada por el porcentaje de los componentes, (Seed, et al -- 1964 ; Lambe y Martín, 1957), por lo que para un mismo suelo arcilloso la actividad puede variar apreciablemente de unos puntos a otros cuando son varios los minerales constituyentes.

Otro hecho importante detectado tanto en los análisis de difracción de Rayos X como en el estudio por microscopia electrónica de barrido es la presencia, en una proporción importante, de cuarzo y feldespato con tamaño de partículas comprendidas entre 1000Å y 3000Å. Recuerdesé que hemos hablado anteriormente de las rampas subfeldespáti--cas que descendían hacia el sur desde el Guadarrama. Los suelos tendrian el mismo origen que los materiales gruesos que forman dichas rampas.

A la existencia de estas pequeñas partículas de feldespato puede atribuirse una cierta e incluso importante capacidad cementante de la fracción arcillosa en los suelos tosquizados de Madrid, debido al enorme desarrollo superficial que presentan, y en consecuencia, a la presencia de numerosos centros activos, que determinarían uniones químicas desarrolladas a través del agua solvatada y de los cationes disueltos en ella.

En cuanto a la fracción del tamaño de arena, los minerales fundamentales son, cuarzo, feldespatos y micas. El contenido en cuarzo está comprendido entre el 40% y el 60%, mientras que el contenido de feldespatos sobrepasa el 25% (J. Vaudour, 1979). Los feldespatos - potásicos predominan sobre la plagioclase, variando el cociente feldespatos potásicos, feldespatos calco-sódicos de 1,2 a 7. Las micas - están escasamente representadas por partículas laminares de biotita, presentándose con menor frecuencia las de moscovita. Entre los minerales pesados se encuentra el zircón y en menor proporción la turmalina.

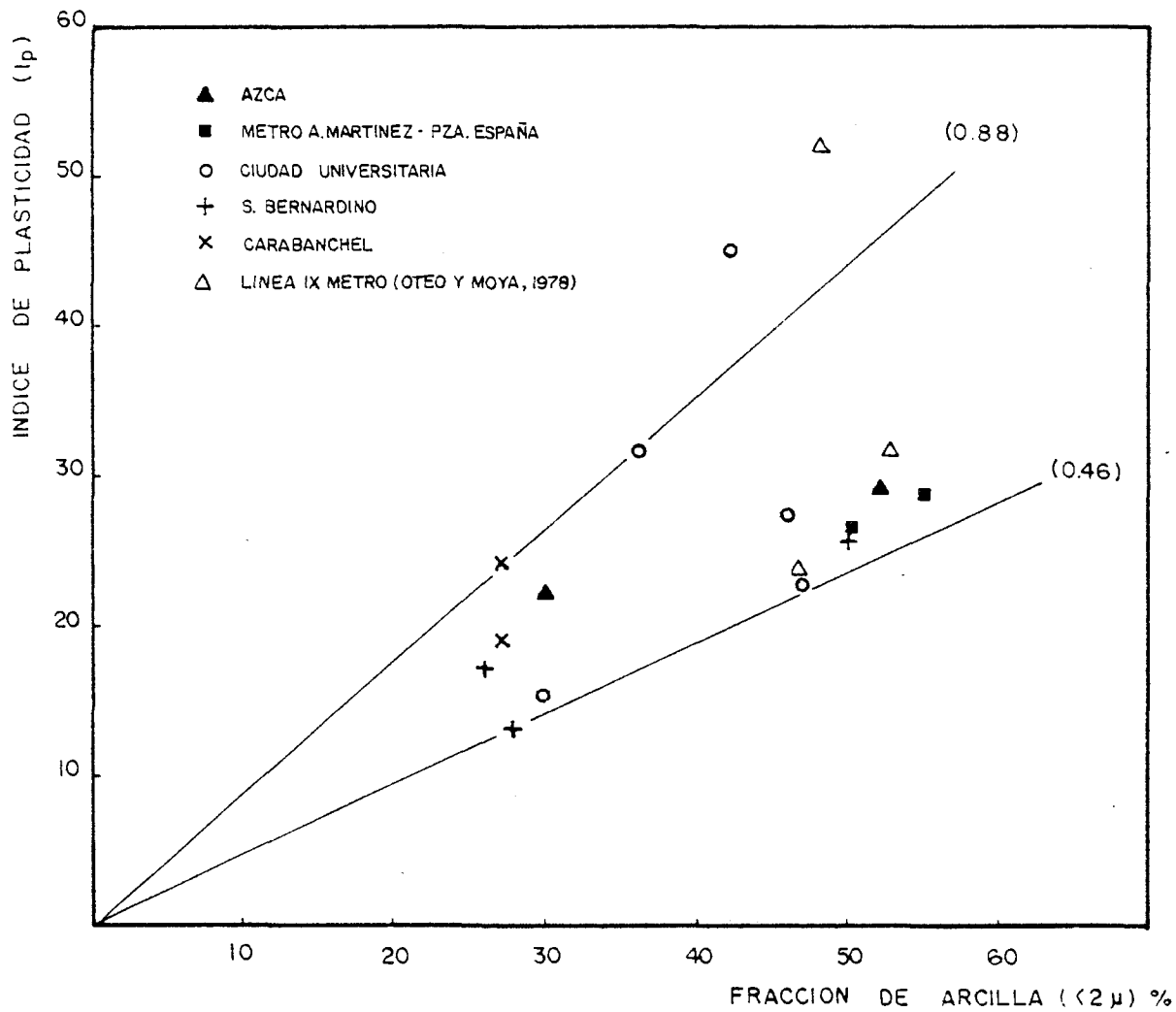


FIG.IV.26.- ACTIVIDAD DE LAS MUESTRAS CUYA FRACCION DE ARCILLA ES SUPERIOR AL 25 %

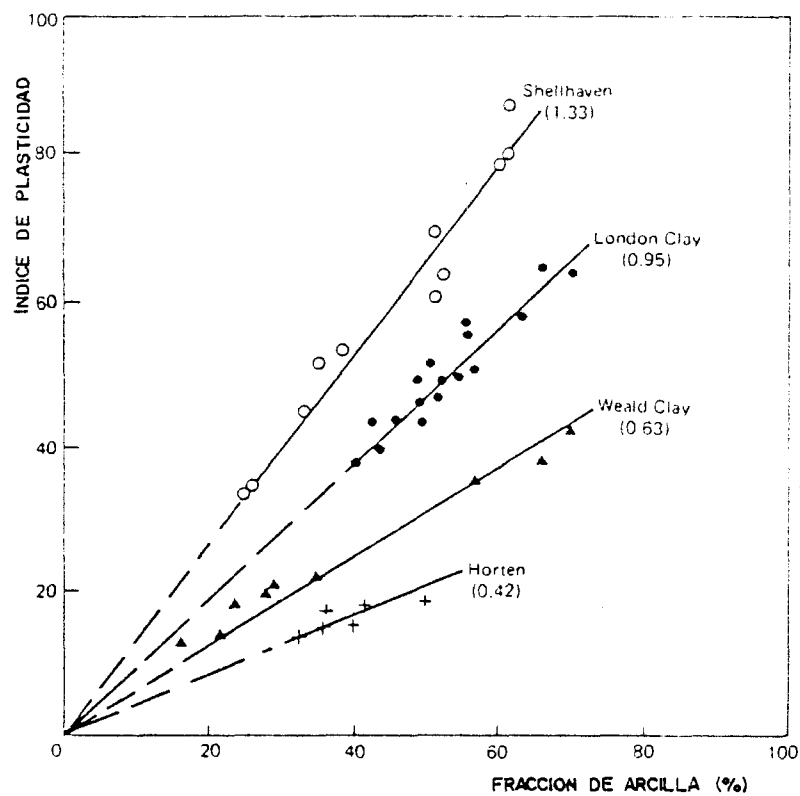


FIG.IV.27.- RELACION ENTRE EL INDICE DE PLASTICIDAD Y LA FRACCION DE ARCILLA. SKEMPTON, 1953

CAPITULO V

DEFORMABILIDAD DE LA GAMA DE SUESLOS TOSQUIZOS.
ESTUDIO EXPERIMENTAL.

V.1.- APARATOS Y METODOLOGIA EMPLEADA

V.1.1.- Introducción

Como se comentó en la introducción del texto, la investigación está fundamentalmente enfocada a obtener desde la experimentación - valores ó acotaciones sobre la deformabilidad de los suelos tosquizos que aparecen en el subsuelo del casco urbano de Madrid y sus causas.- Se ha tratado de evaluar no sólo la deformación máxima para una determinada sollicitación, sino de observar, también, el comportamiento en carga y en ciclos de carga y descarga.

El estudio experimental se ha llevado a cabo en el Laboratorio de Geotécnia y Cimientos de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid y mediante ensayos "in situ" en diversos puntos de la Capital.

La deformabilidad de los suelos arcillosos se estima, de forma habitual, a partir de ensayos edométricos y triaxiales en laboratorio, y, dependiendo de su naturaleza, también mediante ensayos de carga con placa "in situ". Por este motivo se han utilizado estos ensayos en la investigación, pero con unos criterios que, pretendiendo ser objetivos, puedan evaluar hasta que punto son válidas e interesantes estas técnicas de medida en el suelo objeto de estudio.

También se han realizado ensayos con células edométricas especiales, que permiten aislar las muestras del exterior y anular las -

influencias ambientales en el contenido de humedad. Estos ensayos pueden ser interesantes en suelos con un grado de saturación lejano al 100%.

Uno de los propósitos de esta investigación ha sido el estudio de la deformabilidad de la gama de suelos tosquizados con un edómetro de deformación controlada, aparato puesto a punto y utilizado por primera vez en España para esta investigación. Con el objeto de no romper la continuidad del texto, se ha redactado en el Apéndice I un resumen con los antecedentes, descripción detallada y posibilidades del aparato, así como la teoría que interpreta el proceso de consolidación en las hipótesis de comportamiento lineal y no lineal del material.

Existen otros medios de investigación, bien indirectos, los cuales apoyándose en la Geofísica o en la resistencia a la penetración (SPT y CPT por ejemplo) necesitan de correlaciones previas para estimar módulos de deformación en un determinado rango de sollicitaciones; bien directos, basados en el registro de movimientos de determinadas estructuras. Sin embargo, la experimentación se planteó desde un principio en base a los ensayos de laboratorio y de campo mencionados - algunos de los cuales son convencionales - y en el estudio del edómetro de deformación controlada con un suelo concreto.

En los siguientes apartados se describe someramente la metodología empleada en los ensayos efectuados y los objetivos perseguidos.

V.1.2.- Ensayos edométricos

Con las muestras tomadas se han realizado tres tipos de ensayos: Ensayos edométricos sobre probetas inalteradas, ensayos edométricos sobre probetas remoldeadas y ensayos edométricos sobre probetas inalteradas en las que se mantiene el estado de humedad del suelo.

Con el primer tipo de ensayo se pretende deducir la deformabilidad noval, la de recarga y la presión de preconsolidación, dado que son los tres aspectos a contemplar para la obtención de la deformabilidad. La finalidad de los ensayos sobre muestras remoldeadas, compactadas a la misma densidad y humedad que las inalteradas, ha sido observar la influencia que el remoldeo presenta sobre esos parámetros.

Es conocido el hecho de que la preconsolidación está generalmente mal definida en este tipo de ensayos, pero se ha querido poner de manifiesto de forma clara para los suelos ensayados.

Finalmente, se ha considerado conveniente estudiar el comportamiento de pastillas de suelo no saturadas, en las que no se permite el intercambio de humedad con el exterior y comparar la deformabilidad con la obtenida en los ensayos de tipo convencional.

No se entra en la descripción detallada del ensayo edométrico por ser suficientemente conocido, destacándose solamente los aspectos más interesantes de los que se han llevado a cabo.

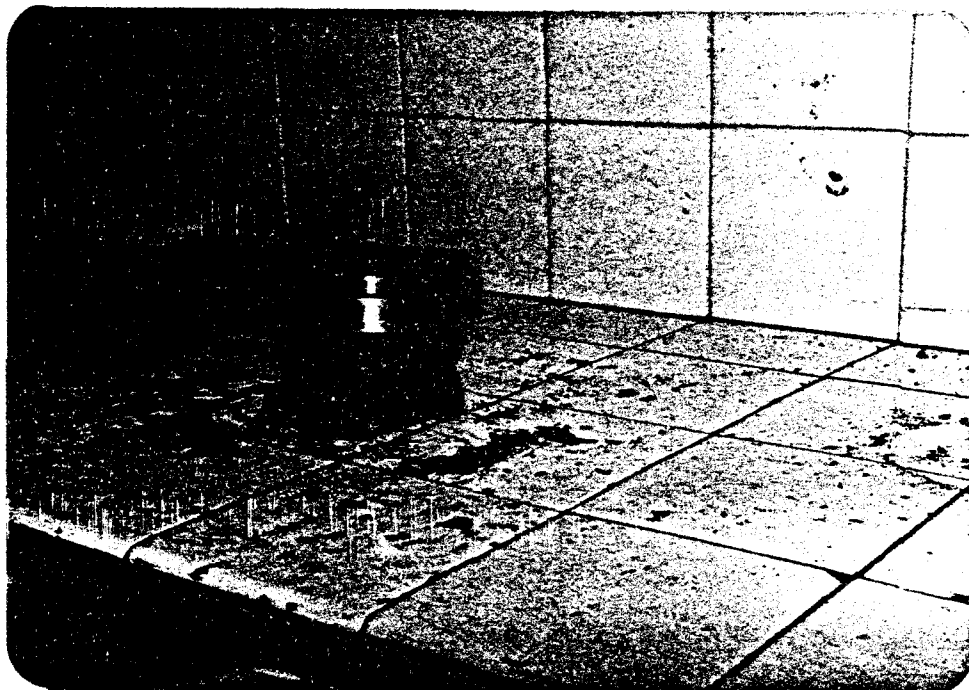
En todos los casos las probetas se han tallado en cámara húmeda con objeto de mantener la humedad natural del suelo durante esta operación. (Fotografía 3). Los anillos utilizados son de 70 mm. de diámetro y 20 mm. de altura. La densidad aparente y la humedad natural -- eran controladas antes de montar la pastilla de suelo en la célula edométrica.

Se han utilizado cinco células edométricas de tipo convencional para la realización de los ensayos edométricos sobre muestras remoldeadas e inalteradas y dos células especiales para los ensayos en los que se mantiene el estado de humedad del suelo. (Fotografía 4).

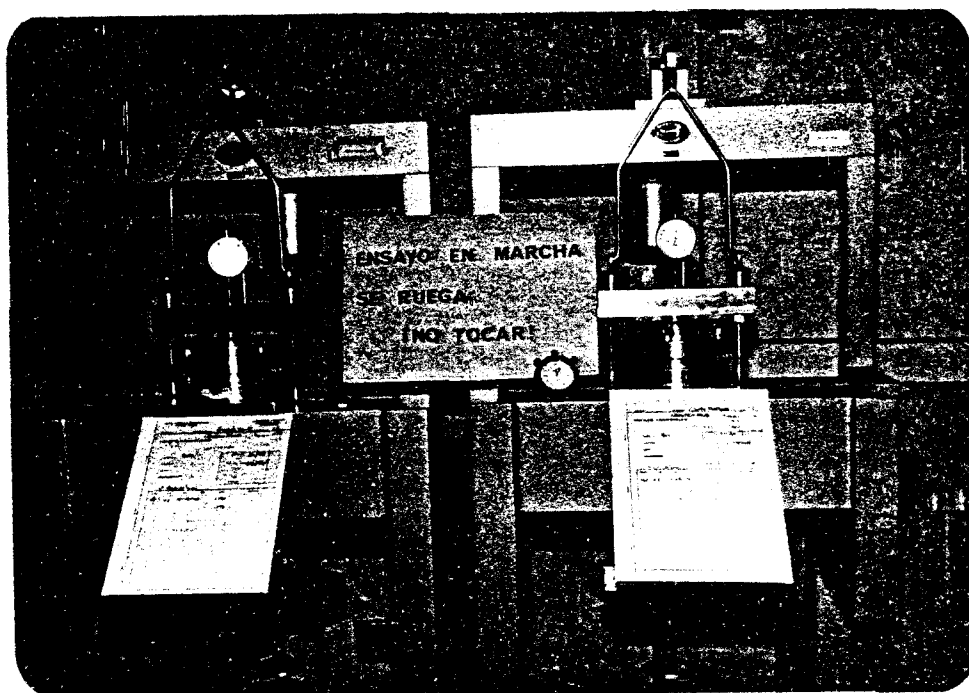
En los ensayos sobre muestras inalteradas y remoldeadas se disponían dos piedras porosas en las caras superior e inferior de la probeta para permitir el drenaje de la pastilla de suelo. Antes de comenzar el proceso de carga la célula edométrica se inundaba de agua, la cual permanecía en contacto con las piedras porosas.

Las muestras remoldeadas se preparaban también en la cámara húmeda, machacando previamente el suelo hasta conseguir un tamaño de partículas de 0,2 mm. aproximadamente, equivalente a la abertura del tamiz nº 70 de la serie A.S.T.M.. A continuación se compactaba el suelo en tres o cuatro capas dentro del anillo hasta conseguir una densidad aparente igual a la de la correspondiente muestra inalterada.

Los ensayos en los que se conservaba la humedad se han reali



Fotografía 3.- Tallado de probeta en la cámara húmeda.



Fotografía 4.- Células especiales utilizadas en ensayos en los que se mantiene la humedad natural.

zados en células especiales, diseñadas en el Laboratorio de Transportes y Mecánica del Suelo (Figura V.1.), en las que la pastilla de suelo se aísla totalmente del exterior. Se dispone de una sola piedra porosa en la parte superior de la probeta, estando la tapa de carga aislada de esta por medio de un sello de aceite. Con objeto de evitar variaciones de humedad en el suelo se humedece la piedra porosa antes del proceso de carga, tratándose de igualar las succiones.

Denominando "razón del incremento de presión" la relación - que existe entre el incremento de carga y la carga anterior, se ha seguido en todos los casos una trayectoria de carga con una razón del incremento de la presión igual a la unidad.

Los escalones de carga en Kp/cm^2 , han sido los siguientes:
 0,1 - 0,2 - 0,4 - 0,8 - 1,5 - 0,8 - 1,5 - 3,0 - 6,0 - 12,0 - 3,0 - 0,4
 0,1. Se efectúa pues una rama de descarga al llegar al $3,0 \text{ Kp/cm}^2$ y después de $12,0 \text{ Kp/cm}^2$, la descarga definitiva.

Cada escalón de carga se mantiene 24 horas, tiempo que se ha observado como suficiente para que se disipen las presiones intersticiales correspondientes a ese escalón y para que se complete lo que entendemos por consolidación primaria. La duración de cada ensayo es por tanto de 15 días.

No obstante, cuando se ha observado tendencia al hinchamiento en las muestras inundadas, cosa que ha ocurrido en algunas pastillas de

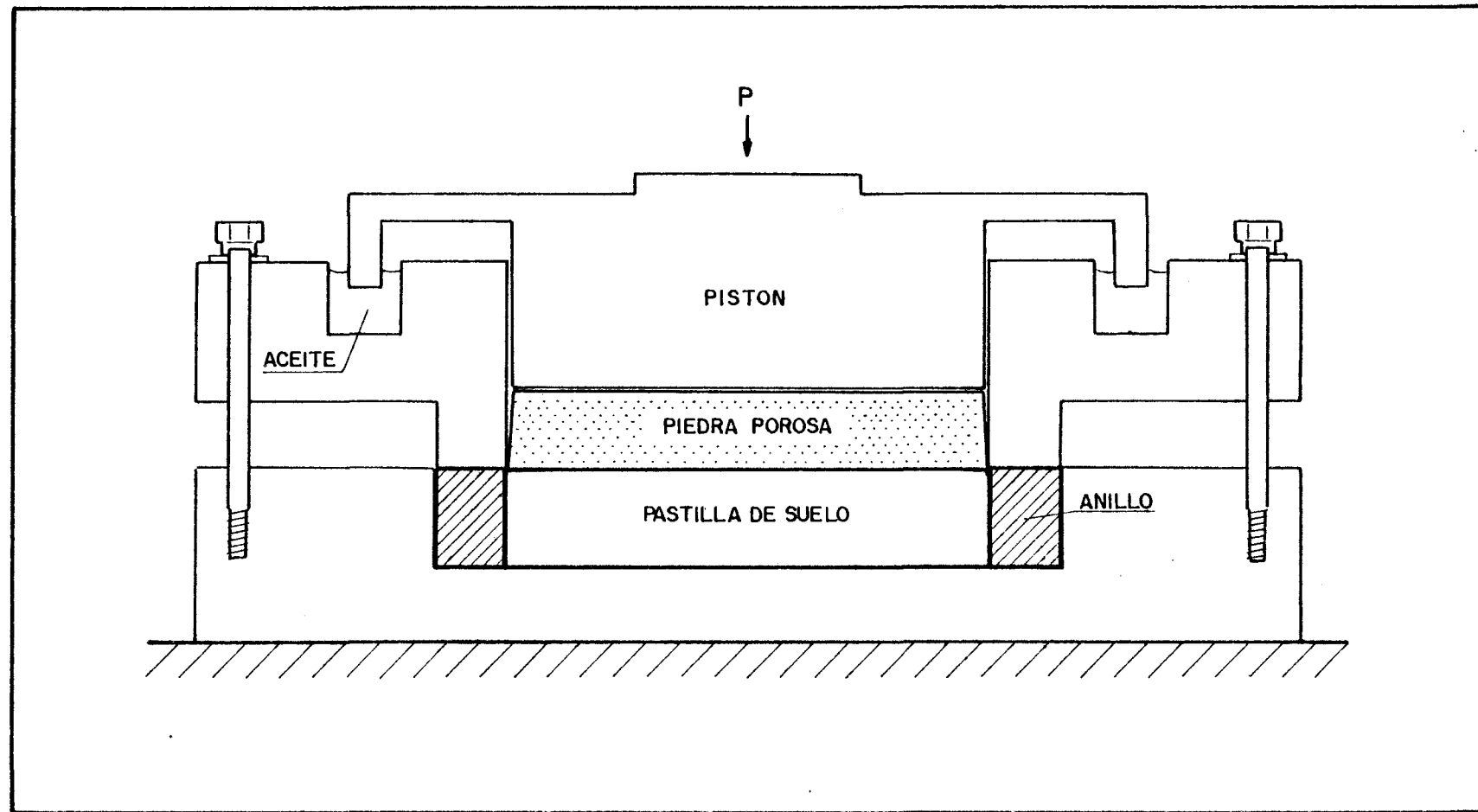


FIGURA V.1.- CELULA EDOMETRICA UTILIZADA EN LOS ENSAYOS EN LOS QUE SE MANTIENE LA HUMEDAD DEL SUELO.

suelo remoldeadas, se han aplicado sucesivos escalones de carga para no permitir aquel. En estos casos no se ha realizado la rama de descarga intermedia.

En tres escalones de carga distintos, en $1,5 \text{ Kp/cm}^2$, 3 Kp/cm^2 y 6 Kp/cm^2 correspondientes a la rama noval se han tomado las curvas de asiento, realizando lecturas continuas durante las 3 ó 5 primeras horas y a las 24 horas, con objeto de obtener coeficientes de consolidación.

Todas las células edométricas utilizadas han sido previamente taradas con objeto de tener en cuenta las deformaciones propias del aparato que, como puede verse en el Apéndice II, suponen un porcentaje importante del asiento total registrado cuando se trata de suelos duros como los ensayados.

Estas deformaciones propias de los aparatos se han introducido en el programa de ordenador elaborado con objeto de evaluar el asiento, deformación, índice de huecos, módulo edométrico e índice de compresión (ó de hinchamiento) correspondientes a cada escalón de carga. Los datos de entrada correspondientes a cada ensayo son: la altura inicial de la pastilla de suelo, el peso específico de las partículas, la humedad inicial y la densidad aparente junto con el indicativo de la célula utilizada y los asientos registrados, asientos en los que está incluido el propio del aparato.

Con los datos obtenidos (en la Figura V.2. puede verse un -

ejemplo de como se obtienen en la salida de ordenador) se ha realizado el análisis correspondiente a esta parte de ensayos.

V.1.3.- Ensayos edométricos con deformación controlada

En los últimos años se han desarrollado diversos procedimientos para la realización de ensayos edométricos, siendo el edómetro de deformación controlada (C.R.S.) uno de los que han alcanzado mayor difusión.

Para estimar la magnitud y la velocidad de asentamiento de un estrato cohesivo frente a las acciones impuestas por una cimentación es necesario conocer la compresibilidad y coeficiente de consolidación de dicho estrato. Estas propiedades se obtienen normalmente a partir de los ensayos edométricos convencionales, comentados en el punto anterior que duran de 10 a 15 días, no quedando, por otra parte, lo suficientemente definida la curva índice de huecos frente al logaritmo de la presión efectiva, como para determinar con una buena aproximación la presión de preconsolidación por los métodos normalmente utilizados. Las construcciones gráficas - tal como la de Casagrande - para determinar dicha presión de preconsolidación se basan en criterios empíricos de dudosa certidumbre y no permiten definir dicha presión con garantía.

El ensayo edométrico bajo velocidad de deformación controlada presenta teóricamente dos ventajas respecto a los ensayos convencionales: el ensayo se puede completar entre dos y cuatro días, incluida la

saturación de la muestra, y la presión de preconsolidación es determinada con mayor precisión, al estar la curva tensión-deformación definida de forma continua.

Estos ensayos hasta el momento sólo se han llevado a cabo sobre suelos arcillosos blandos ó muy blandos (ver ensayos publicados en Kuantsai Lee, 1981), siendo esta investigación la primera vez que se utilizan suelos duros, como son los suelos tosquizos de Madrid ensayados, - destacándose que los suelos tosquizos ensayados son duros. Los primeros ensayos con edómetros de esta filosofía fueron realizados por Smith y Wahls (1969), y por Wissa y Heiberg (1969), correspondiendo a E.H. Davis el desarrollo teórico de la solución de la ecuación diferencial que rige el proceso.

El equipo utilizado en esta investigación, que hemos puesto a punto y adaptado a suelos duros en el Laboratorio de Geotécnia y Cimientos de la E.T.S. de Ingenieros de Madrid, se ha esquematizado en la Figura V.3. Una descripción más detallada de este aparato, así como de la teoría de consolidación con deformación controlada puede verse en el Apéndice I. En esta memoria, a continuación se describen someramente las características del aparato, el cual se compone de los siguientes elementos:

- Célula edométrica (Fotografía 5) en la que se aloja la cámara de ensayo, dentro de la cual está el anillo portatestigo (Fotografías 6 y 7). La cámara lleva alojada en la parte superior una piedra porosa que estará en contacto con la --

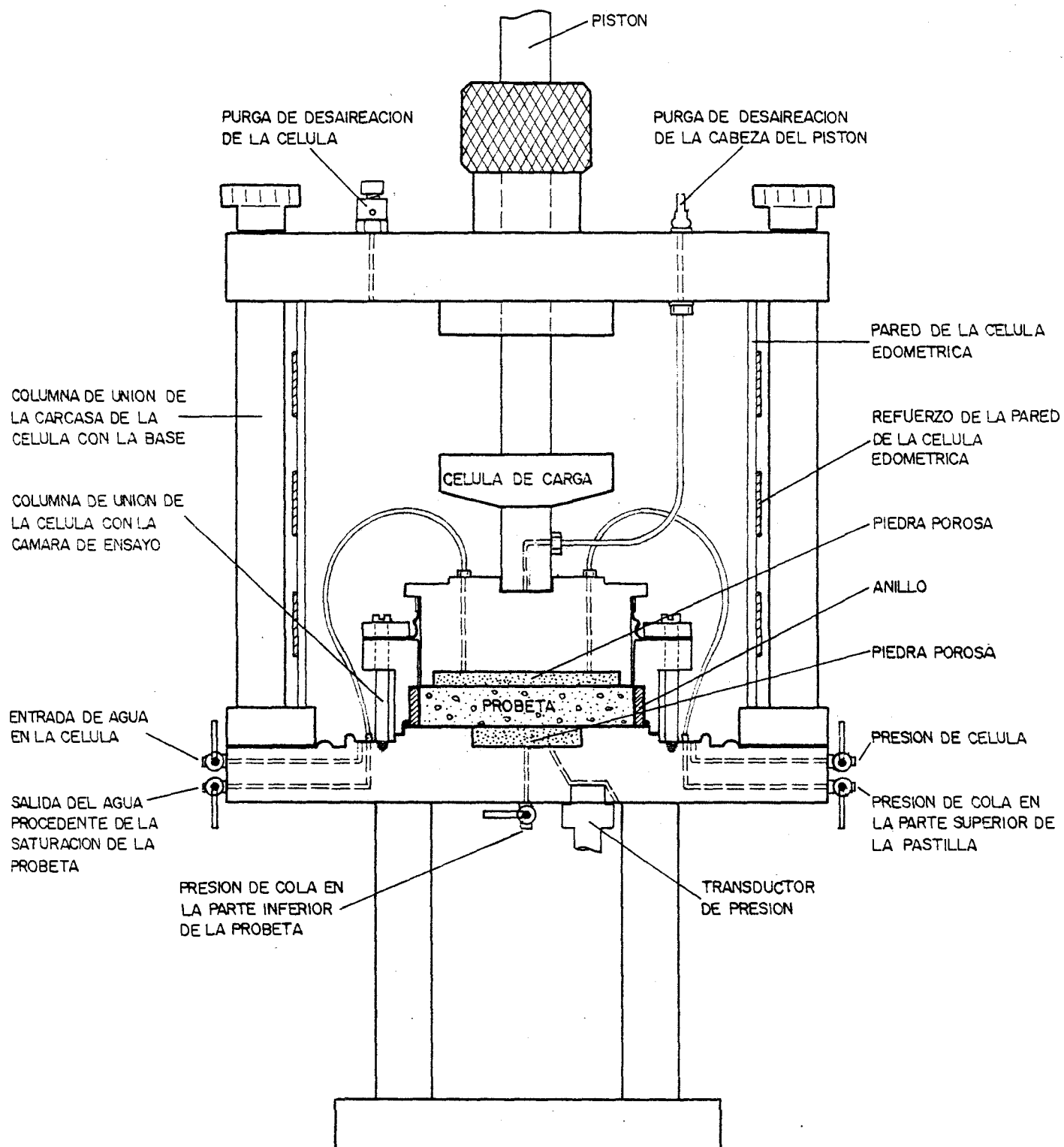
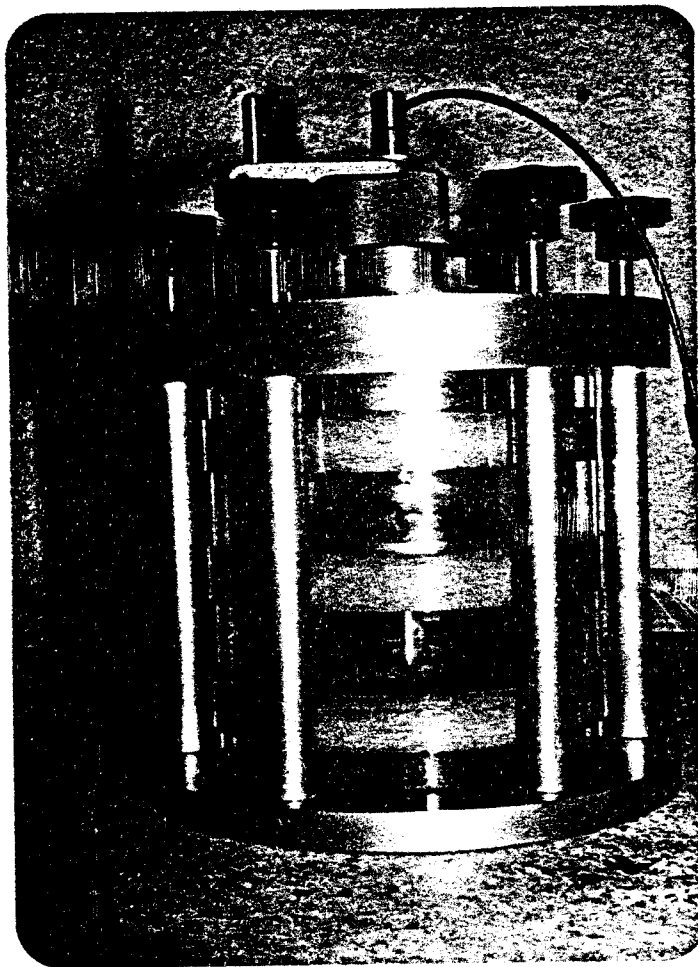
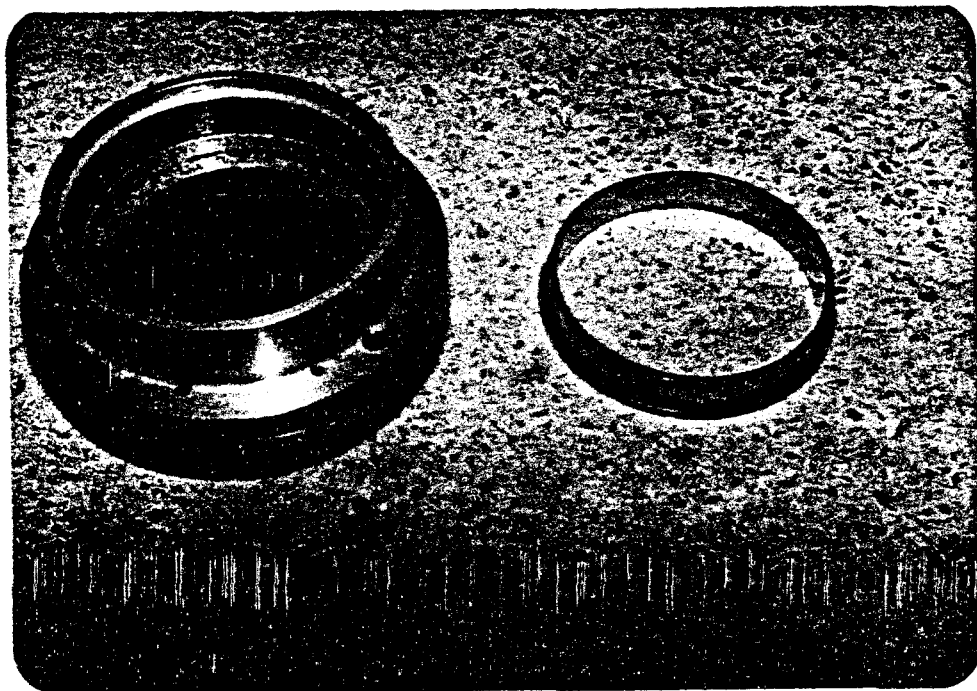


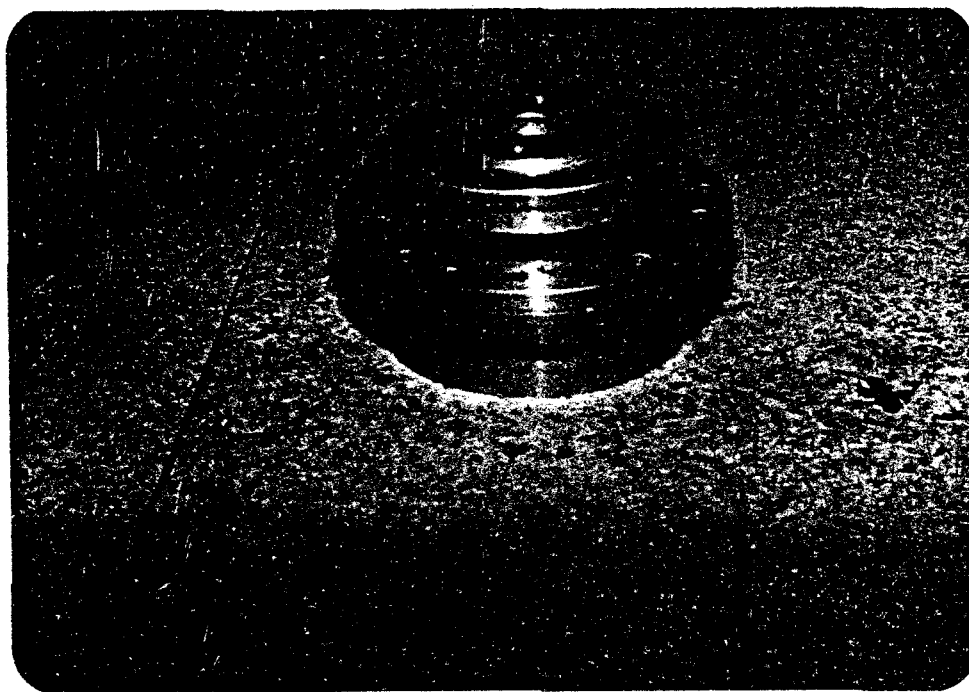
FIGURA V.3 - CELULA EDOMETRICA. ENSAYOS CON DEFORMACION CONTROLADA.



Fotografia 5.- Célula edométrica con el pistón de carga incorporado.



Fotografia 6.- Vista interior de la cámara de ensayo
y anillo.



Fotografia 7.- Vista de la cámara de ensayo con la tapa
de carga.

pastilla de suelo.

- Célula de carga incorporada al pistón de carga (Fotografía 5).
- Transductor de presión intersticial acoplado en la base de la célula edométrica y en contacto con la base de la probeta mediante una piedra porosa de grano muy fino.
- Prensa de carga con un selector de velocidades (en total se disponía de 28 velocidades distintas de avance y retroceso. (Fotografía 8).
- Dos sistemas de presión constante, con mercurio y con el -- sistema de compensación de muelle de Bishop.
- Transductor de desplazamiento (Fotografía 8)
- Un equipo de lectura de transductores y un registrador de seis canales. (Fotografías 9 y 10).

En la Figura V.3 como ya se ha dicho, pueden apreciarse los detalles de la célula edométrica. Algunos elementos de la célula prototipo utilizada en la investigación han tenido que ser adaptados teniendo en cuenta las características propias del suelo, como son: sistema - de montaje de muestras, sistema de desaireación de la base inferior y co

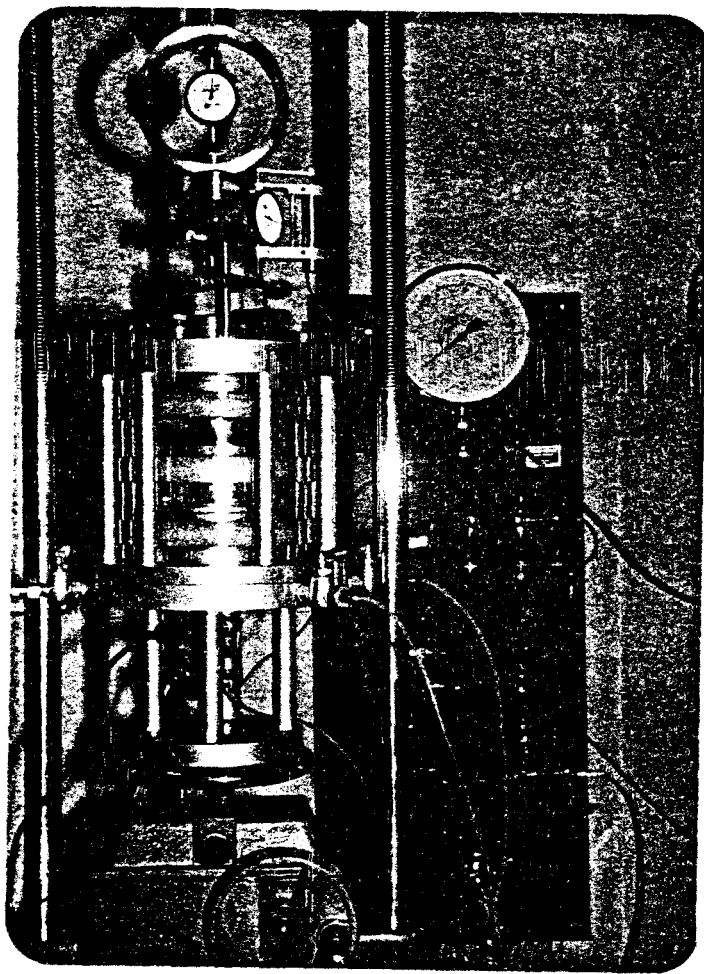
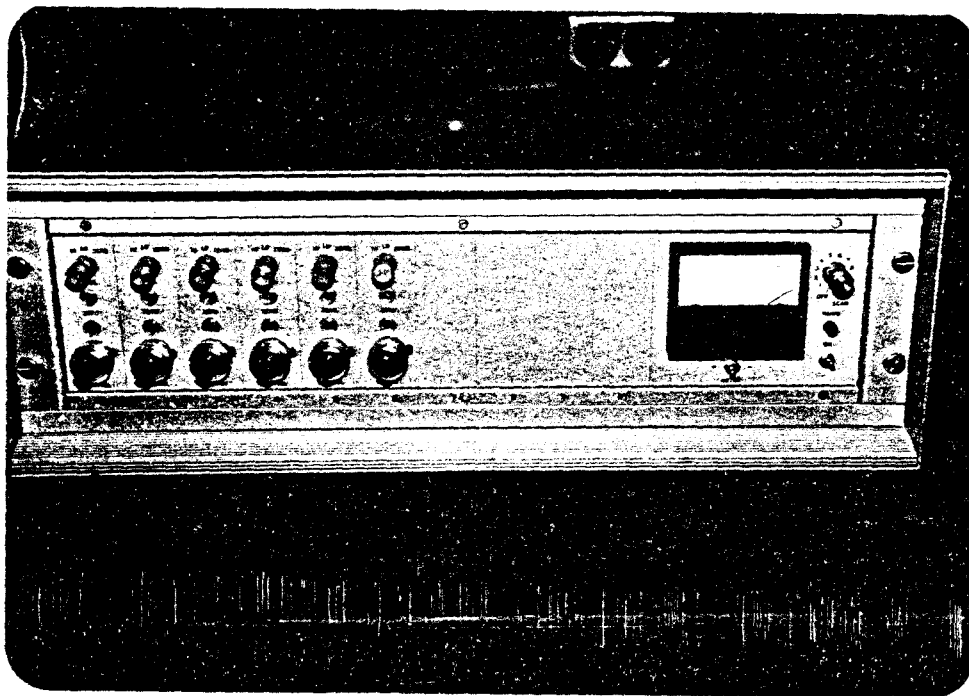
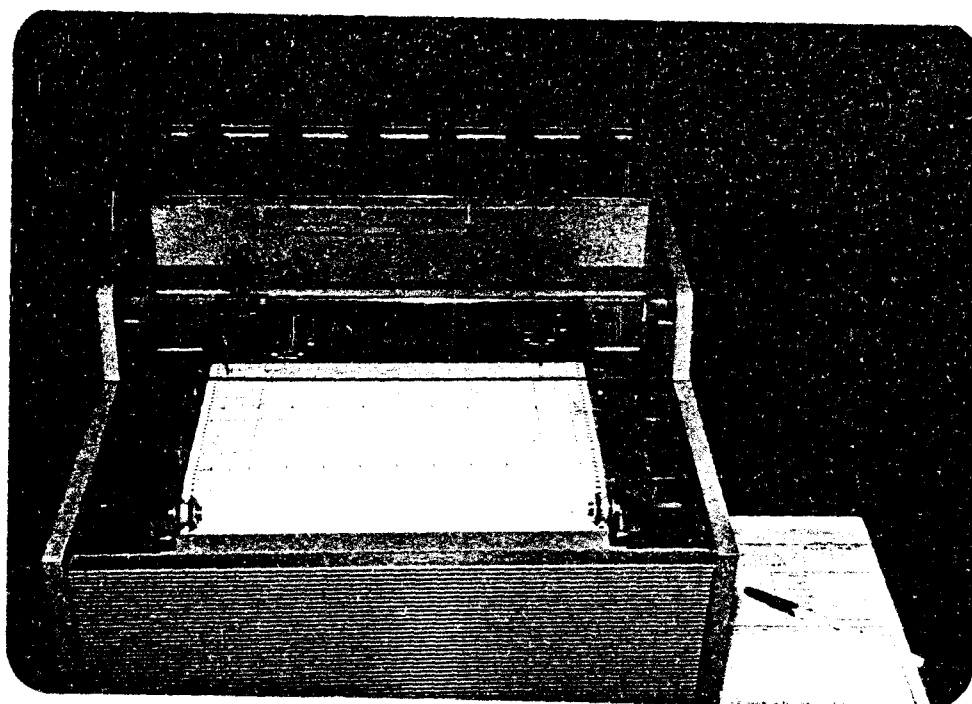


FOTO 8.- Equipo C.R.S. montado en la prensa de carga.



Fotografía 9.- Equipo de lectura con 6 canales de entrada. .



Fotografía 10 .- Registrador.

nexión del transductor de presión intersticial, sistema de lectura y de registro de las señales enviadas por los transductores.

Las principales características del ensayo son:

- La carga se puede aplicar a velocidad de deformación constante, a velocidad de presión constante ó por incrementos, de forma análoga al ensayo convencional.
- Se aplica una presión de cola variable, dependiendo de la mayor o menor permeabilidad del suelo, para saturar la muestra.
- Puede ser controlado el drenaje de la muestra mediante un - dispositivo de cambio de volumen.
- Se puede medir el hinchamiento de la pastilla antes de iniciar el proceso de carga.
- Se registran automáticamente durante el proceso de carga, descarga, recarga y descarga final, la deformación de la pastilla, la presión intersticial en su base, la carga - aplicada y la velocidad de deformación.

En la metodología seguida se distinguen varias fases:

En la primera fase se realizó un calibrado de todo el equipo de medida y se seleccionaron las escalas adecuadas al rango de valores en los que se llevarían a cabo los ensayos. La selección de escalas ha sido dificultosa ya que los impulsos que suministran los distintos --- transductores se mueven en valores muy pequeños (expresados en milivoltios) y, situando el registrador en este rango aparecen "transitorios" y "derivadas" en los registros, en general "ruidos" difíciles de corre-- gir. Si se sitúa el registrador en sensibilidades más bajas se obtienen amplitudes de escala pequeñas. Todo esto se estudió hasta encontrar el rango y escala óptima.

El siguiente paso fué la selección de la velocidad en la prensa, tratando de conjugar un tiempo de ejecución de ensayos razonable y una buena interpretación de resultados. Esta selección se efectuó después de varios ensayos de prueba. Cabe señalar que la velocidad de deformación en la realización de los ensayos está dentro del rango de valores con las que llevaron a cabo sus ensayos Smith y Wahls (1969), - Wissa et al. (1969), Sällfors (1975), y Gorman et al. (1978) sobre -- distintos tipos de suelos.

Una vez superadas las dos fases anteriores se han efectuado dos tipos de ensayos. Los primeros sobre muestras remoldeadas de tosco arcilloso y el resto sobre muestras inalteradas pertenecientes a toda la gama de suelos tosquizos.

La forma de ejecución de los ensayos ha sido similar en to-

dos los casos:

Las muestras se tallan ó compactan en cámara húmeda de forma análoga a la descrita para los ensayos edométricos de tipo convencional. El anillo empleado es de 101,6 mm. de diámetro (4 pulgadas) y de 19 mm. de altura. Se controlan la densidad aparente y humedad iniciales.

Una vez saturados los sistemas de drenaje y de medida de presiones intersticiales se coloca la cámara de ensayo, conteniendo la pastilla de suelo en el anillo, sobre la base de la célula edométrica, conectando ahora los sistemas de drenaje, presión de cola y de medida de presiones intersticiales a dicha cámara de ensayo.

Se pone a continuación el pistón de carga en contacto con la tapa de carga - parte superior de la cámara de ensayo - de tal forma - que esta tapa queda a su vez en contacto con la probeta.

Se llena la célula edométrica con agua desaireada y se conectan la célula y las líneas de presión de cola (son dos, conectadas directamente con las partes superior e inferior de la probeta) a los sistemas de presión.

Se conecta la célula de carga, el transductor de desplazamiento y el de medida de presión intersticial al puente de lectura.

La ejecución del ensayo comienza con la conexión hidráulica de la célula y cámara de ensayo a los sistemas de presión, elevando conjuntamente la presión en los dos sistemas, hasta la presión de cola deseada, con objeto de saturar la muestra de suelo. Durante esta fase del proceso puede registrarse en la célula de carga la presión de hinchamiento.

Esta elevación se ha realizado mediante pequeños incrementos de presión a fin de no transmitir de inmediato presiones externas superiores a la de cola si la muestra no está saturada. Tengase en cuenta la permeabilidad relativamente baja de los suelos ensayados.

Una vez saturada la muestra, lo que se ha conseguido en dos días, por término medio, la presión de célula y de cola se independizan y se comienza el ensayo de carga con la velocidad escogida para el desplazamiento de la célula edométrica.

De forma automática quedan registradas, el asiento de la pastilla de suelo, la presión total aplicada sobre la misma y la presión intersticial en su base. No obstante se han controlado los registros, cada cierto intervalo de tiempo, al haber acoplado un cuadrante de lectura al transductor de desplazamiento y un anillo dinámico entre el pistón de carga y el bastidor de la prensa.

El resultado del ensayo suele presentarse mediante gráficos, enfrentando el índice de huecos, la deformación media (ó en cada una

de las bases de la probeta) y el módulo edométrico, con la tensión efectiva media.

Así mismo se puede estimar el coeficiente de consolidación C_v , y la permeabilidad k , tanto en la hipótesis de material con un comportamiento lineal como no lineal.

V.1.4.- Ensayos triaxiales

Estos ensayos se han realizado con objeto de estudiar el comportamiento tensodeformacional bajo unas condiciones de carga en las que no solo se tenga en cuenta la deformación en una dirección. Para ello se han ensayado probetas cilíndricas sometidas a distintas presiones laterales.

Para la realización de los ensayos de compresión triaxial se han utilizado células de tipo convencional, provistas de un sistema óptico de medida de deformaciones laterales (Escario y Uriel 1961) y una prensa con una amplia gama de velocidades.

Los ensayos han sido consolidados y con drenaje durante la fase de rotura. El motivo de no haberlos realizado consolidados sin drenaje y con medida de presiones intersticiales, que hubiesen sido mucho más rápidos, es la duda acerca de las presiones intersticiales que se habrían medido durante la aplicación del desviador. Teniendo en cuenta la baja permeabilidad del suelo ensayado, la distribución de presión

nes de agua no sería homogénea en todos los puntos de la probeta. Esta es la razón por la que se ha seleccionado este tipo de ensayo, más largo, del que se puede deducir una relación tensión-deformación más fiable en tensiones efectivas.

Las probetas cilíndricas se han montado en la célula con una relación altura-diámetro de dos ó ligeramente superior con objeto de evitar la influencia de los extremos en la resistencia con drenaje --- (Taylor, 1941). A continuación se procedía a la saturación aplicando escalonadamente una presión de cola y la misma de célula hasta alcanzar un valor de 4 Kp/cm^2 . Esta fase se completa en un tiempo de dos a tres días.

Seguidamente se consolida la probeta durante 24 horas aumentando la presión de célula hasta el valor deseado. Durante este tiempo se controlaba el volumen de agua que sale ó entra de la probeta mediante un aparato de cambio de volumen, y teniendo en cuenta la lectura de la bureta se determinaba la velocidad de aplicación del desviador siguiendo el criterio de Gibson y Henkel (1954). El ensayo se completaba entre tres y cinco días.

Existe una amplia bibliografía sobre los detalles de ejecución (ver por ejemplo Escario y Justo, 1970; Bishop y Henkel, 1962).

V.1.5.- Ensayos de carga con placa

Por último, se ha considerado conveniente disponer de medidas directas de la deformabilidad "in situ". Para ello se han efectuado una serie de ensayos de carga con placa. Estos ensayos se han realizado en la galería practicada en la Ciudad Universitaria para la construcción del doblado del colector de Cantarranas; otros ensayos se han ejecutado en Carabanchel, en las excavaciones previas a la construcción de edificios.

El equipo de carga con placa se compone de:

- Dos placas metálicas rígidas de 30 x 30 cm².
- Bomba de accionamiento manual, con un manómetro incorporado.
- Gato hidráulico
- Manguitos de unión entre bomba y gato.
- Columnas metálicas de transmisión de esfuerzos, con los correspondientes elementos de unión y rótulas metálicas de unión con las placas.
- Elementos de referencia sobre los que apoyan los instrumentos de medida de desplazamientos.
- Flexímetros con sensibilidad de 0,01 mm. para registrar los desplazamientos de las placas. Estos flexímetros se fijan a los elementos de referencia mediante pinzas magnéticas.
- Otros elementos, auxiliares de apoyo durante el montaje.

Todos los ensayos realizados han sido horizontales utilizando por tanto como elementos de reacción las propias paredes verticales de la excavación ó galería. En la Figura V.4. puede verse un esquema del ensayo.

En cuanto a la metodología de ensayo puede resumirse en los siguientes puntos:

- Preparación de la superficie de apoyo de las placas (Fotografía 11). No se ha utilizado escayola bajo las placas, por tratarse de un suelo duro, que puede llegar a tener un módulo de formación del mismo orden de magnitud que aquella.

- Montaje de todo el equipo, vigas transmisoras, rótulas y gato, en horizontal, con la ayuda de oportunos apoyos. Es importante en esta operación comprobar la horizontalidad del sistema mediante nivelación, así como la perpendicularidad del eje que une ambas placas a las paredes verticales sobre las que se va a actuar.

- Suministro de una pequeña presión, $0,1 \text{ Kp/cm}^2$, a las placas, y retirada de los sistemas de apoyo empleados durante el montaje.

- Situar tres flexímetros por placa mediante pinzas magnéticas unidas a los sistemas de referencia. En este momento se anotan las lecturas de los flexímetros que fijarán el "cero" durante el ensayo de carga. (fotografía 12).

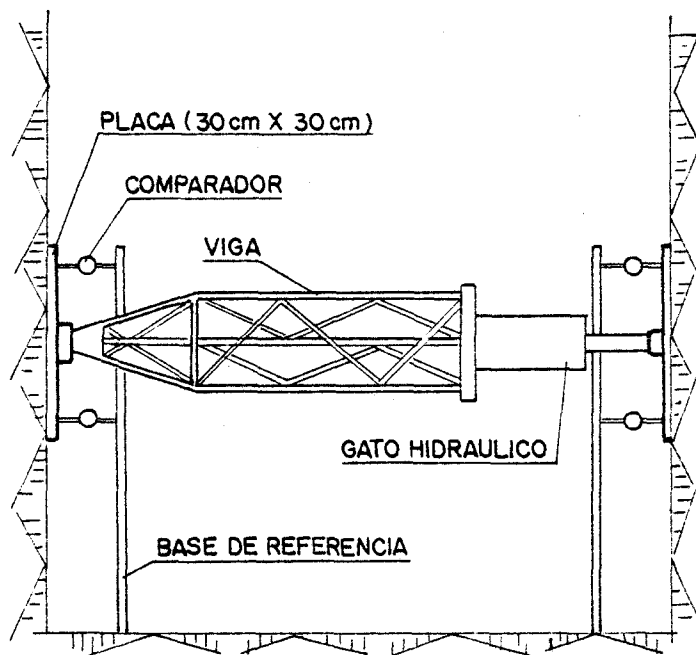
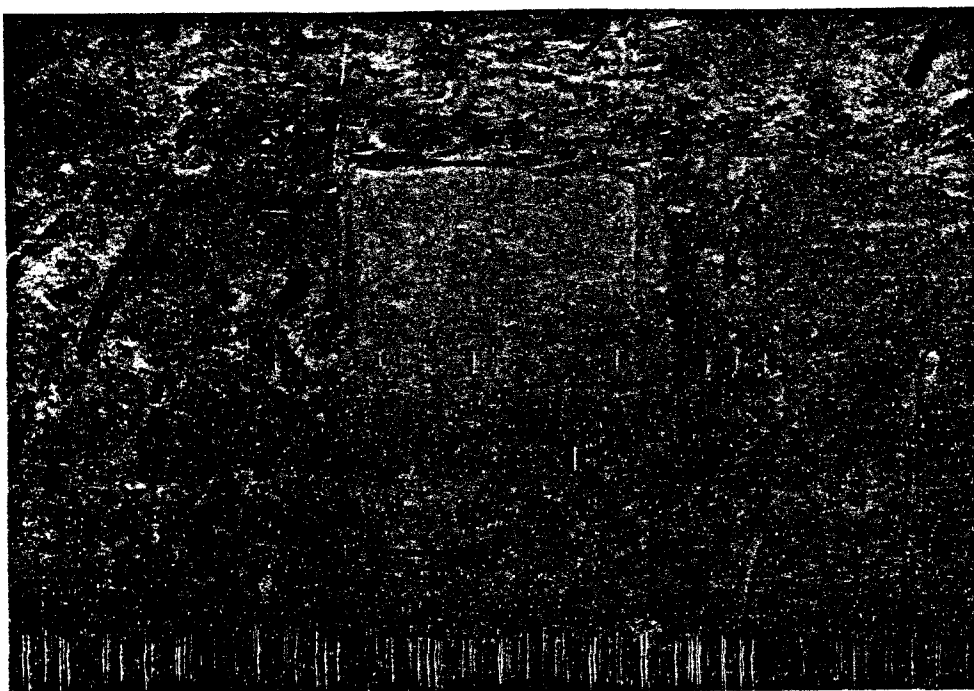
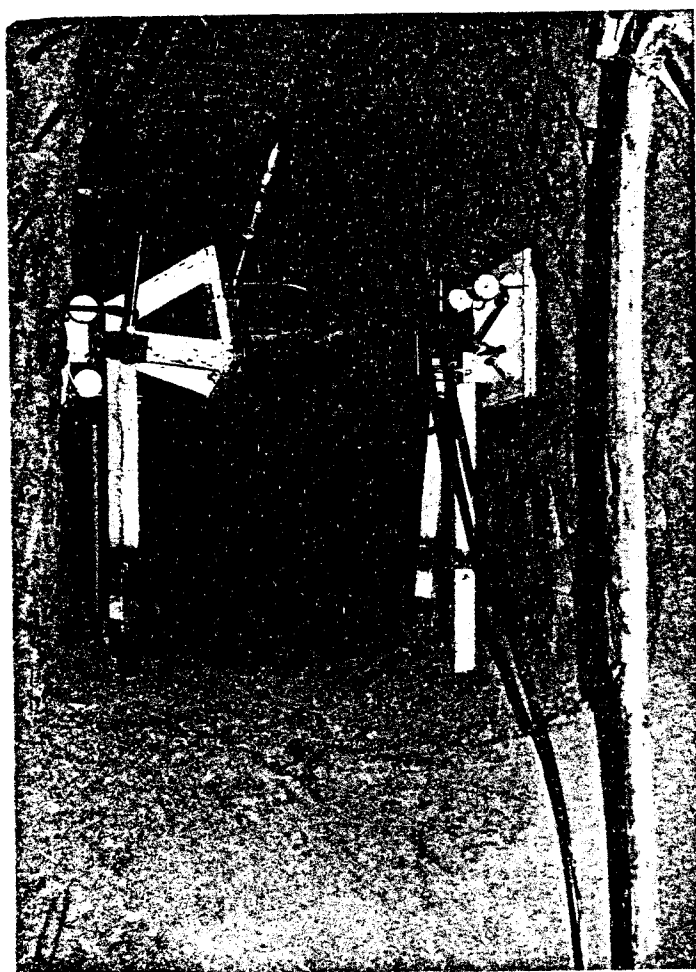


FIG. V.4.- ESQUEMA DEL ENSAYO DE CARGA CON PLACA
EN DIRECCION HORIZONTAL



Fotografía 11.- Preparación de la superficie de apoyo de la placa.



Fotografía 12.- Ensayo de carga con placa en galería.

- Se comienza el ensayo de carga por escalones de $0,5 \text{ Kp/cm}^2$ hasta llegar a 3 Kp/cm^2 . A continuación se descarga, también por escalones, hasta $0,2 \text{ Kp/cm}^2$ ó $0,5 \text{ Kp/cm}^2$, y se vuelve a cargar de la misma forma hasta 3 Kp/cm^2 . El ensayo se continua por escalones de 1 Kp/cm^2 hasta alcanzar los 8, 10 ó 12 Kp/cm^2 . Finalmente se descarga también - por escalones.

El criterio seguido para mantener un escalón de carga es el de efectuar lecturas en los extensómetros cada tres minutos, y considerar estabilizados los desplazamientos si la diferencia de movimientos en dos lecturas consecutivas es menor de 0,02 mm.

Durante la ejecución del ensayo y una vez terminado, se han efectuado observaciones del terreno en las zonas de apoyo de las placas tratando de observar la aparición de grietas, variación de humedad, etc.

Los resultados del ensayo se presentan en forma de gráficos - presión - asiento bajo la placa, siendo éste la media aritmética de los asientos de los puntos observados con los flexímetros.

V.2.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS EDOMÉTRICOS

V.2.1.- Introducción

Como se ha comentado en el punto anterior los resultados obtenidos directamente en los ensayos edométricos de carga constante, han sido procesados. A partir de los asientos registrados al final de cada escalón de carga y considerando las deformaciones propias del aparato, así como las propiedades de estado de la pastilla de suelo, se han deducido el asiento, deformación, índice de huecos, módulo edométrico, coeficiente de compresibilidad e índice de compresión correspondientes a cada escalón. Se dispone además de las curvas de consolidación correspondientes a tres escalones de carga por ensayo. Son varias, por tanto, las relaciones gráficas que se pueden presentar para un posterior estudio del comportamiento de los suelos tosquizados en ensayos edométricos con células de tipo convencional y especiales.

Entre esas posibles relaciones se han seleccionado para su exposición aquellas que proporcionan módulos edométricos tanto en carga - como en descarga y aquellas que nos pueden aportar algún dato acerca de la presión de preconsolidación del suelo a distintas cotas. También se exponen los coeficientes de compresibilidad y entumecimiento así como - los coeficientes de consolidación correspondientes a los escalones de - carga en los que se ha tomado la curva de consolidación. En la tabla - IV.2 pueden verse las propiedades más importantes de identificación y - estado de las muestras que figuran en algunos de los gráficos, tanto de

este apartado como de los siguientes.

V.2.2.- Resultados obtenidos

La curva edométrica se representa habitualmente definiendo el índice de huecos al final de cada escalón de carga en escala semilogarítmica. De los ensayos efectuados, tres de los cuales pueden verse en la Figura V.5. se deducen algunas consecuencias en cuanto a la forma de las curvas edométricas. En general se ha observado, que para la misma muestra, los mayores asientos corresponden a las pastillas remoldeadas y los menores a las ensayadas en células especiales en las que se ha conservado la humedad durante el ensayo. Para la presión máxima alcanzada de 12 Kp/cm^2 , el asiento en las muestras remoldeadas está comprendido entre 1,5 y 2,0 veces el asiento en las inalteradas inundadas y el asiento en las muestras en las que se conserva la humedad natural varía entre 0,5 y 1 veces el asiento en las inalteradas inundadas. La rama de descarga intermedia coincide sensiblemente con la de recompresión produciéndose un punto anguloso en ésta al pasar de nuevo a la rama de compresión normal. En la rama de compresión normal no se observa, en general, ningún punto de curvatura acusado. Finalmente la rama de descarga final presenta una pendiente ligeramente inferior a la de la rama de descarga intermedia. Todas estas características son comunes a los tres tipos de ensayos realizados, es decir, en ensayos en los que se conserva la humedad natural en células especiales, en ensayos sobre probetas talladas e inundadas y sobre probetas remoldeadas inundadas. También se observa en esta misma figura un entumecimiento muy importante en la muestra remol-

ENSAYO EDOMETRICO

CURVA EDOMETRICA

Densidad seca inicial: 1.64 Humedad inicial: 24 % Peso específico de las partículas: 2.622 gr/cm³
 Indice de poros inicial: 0.599 Humedad final: $e = e_0 - (1 + e_0) \varepsilon$

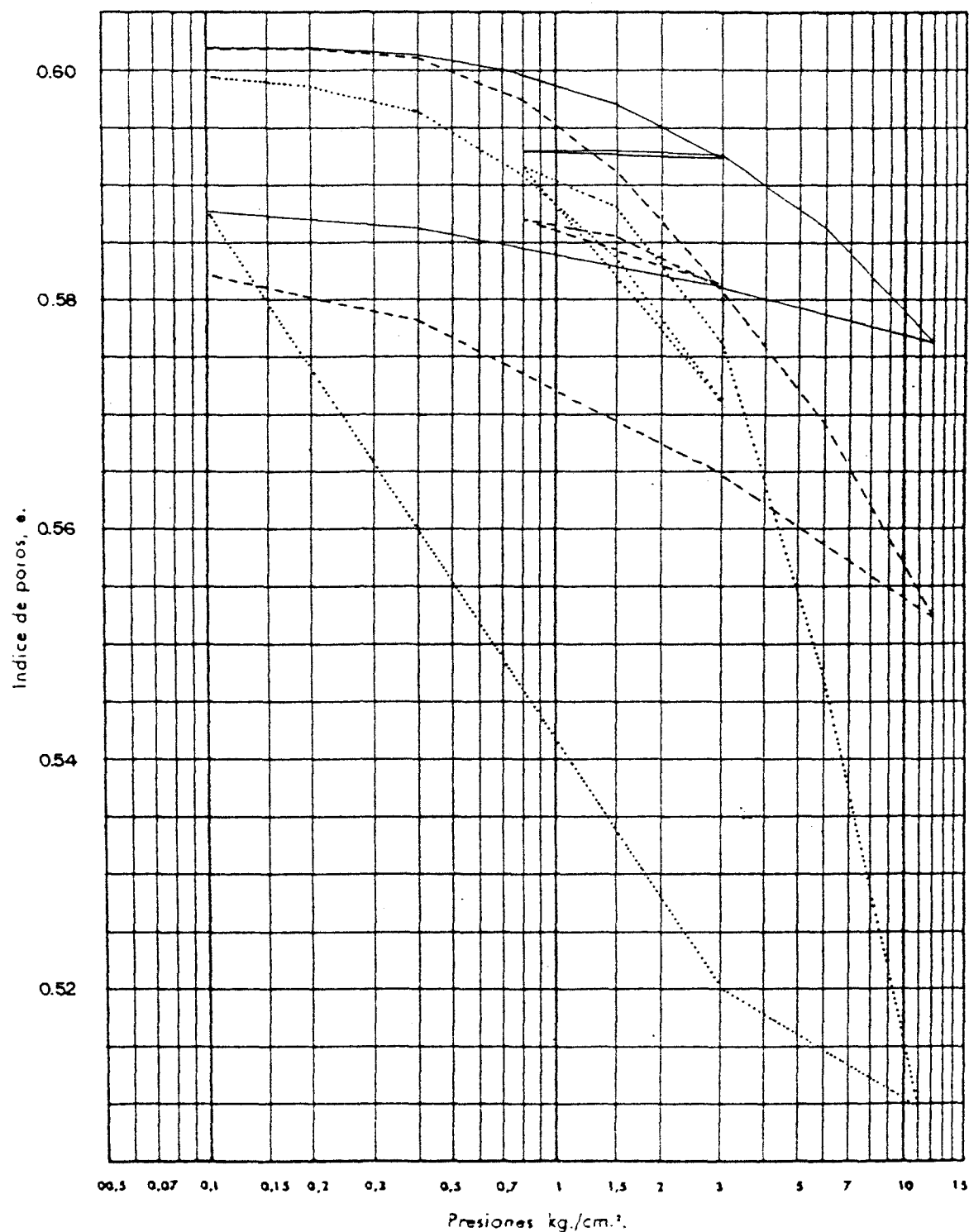


FIGURA V.5.- FORMA DE LAS CURVAS EDOMETRICAS

deada. Quizás el remoldeo libera enlaces diagenéticos produciendo algo de expansión ó bien la muestra ensayada tiene montmorillonita.

En las Figuras V.6 a V.11, puede observarse la variación del módulo edométrico tangente $D = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta \epsilon}$ con la presión efectiva σ' en los tres tipos de ensayos realizados y para muestras de tosco arenos y tosco. Se han seleccionado estos materiales por ser de los que más datos se dispone como resultado de los ensayos efectuados.

La forma en U de la variación de D frente a σ' que resulta en todos los gráficos ya fué expuesta por Janbu (1969), Wissa et al. (1969) y Stamatopoulos y Kotzias (1973 y 1978).

Este tipo de gráficos en los que se enfrenta D a σ' tanto en escala aritmética como semilogarítmica no ha alcanzado gran difusión, habiendo sido incluso criticada por Senneset y Finborud (1980) la generalización de la forma de U a gran parte de los suelos, hecha por Stamatopoulos y Kotzias. Estos gráficos presentan la ventaja de poder acotar el mínimo valor de D así como el rango de tensiones para las que D decrece, lo cual es importante en la evaluación de asientos por el método edométrico.

El hecho de que el módulo edométrico alcance un mínimo se explica en base a que la curva deformación-presión efectiva presenta, al comprimir la pastilla de suelo, un punto de inflexión, al cambiar la concavidad, correspondiéndose este punto con un mínimo del módulo edométrico. En otro apartado de este capítulo se comentará con detalle esta explicación, cuando se analicen los resultados obtenidos con muestras remoldeadas.

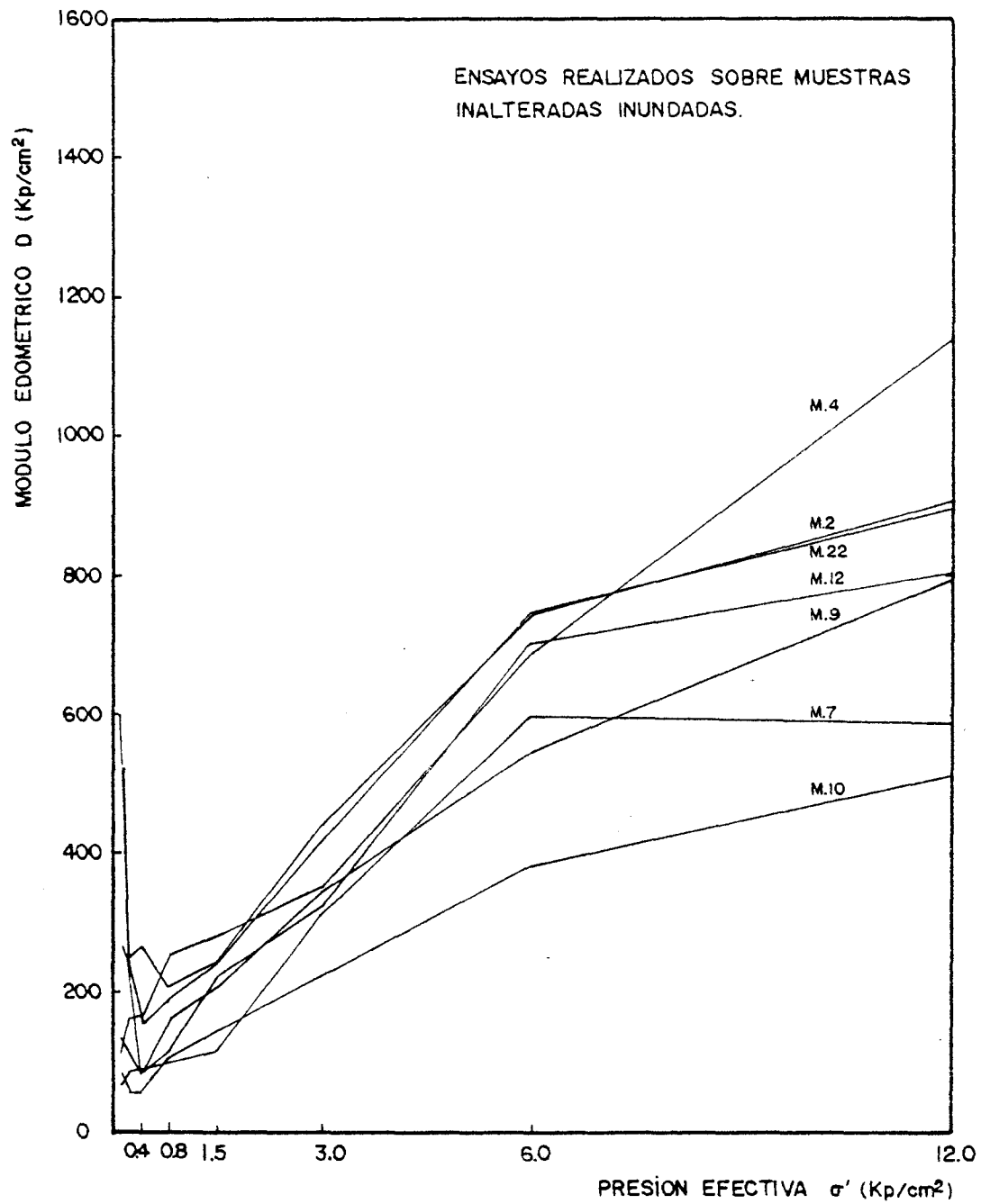


FIG. V. 6 VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO D CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO. ARENOSO

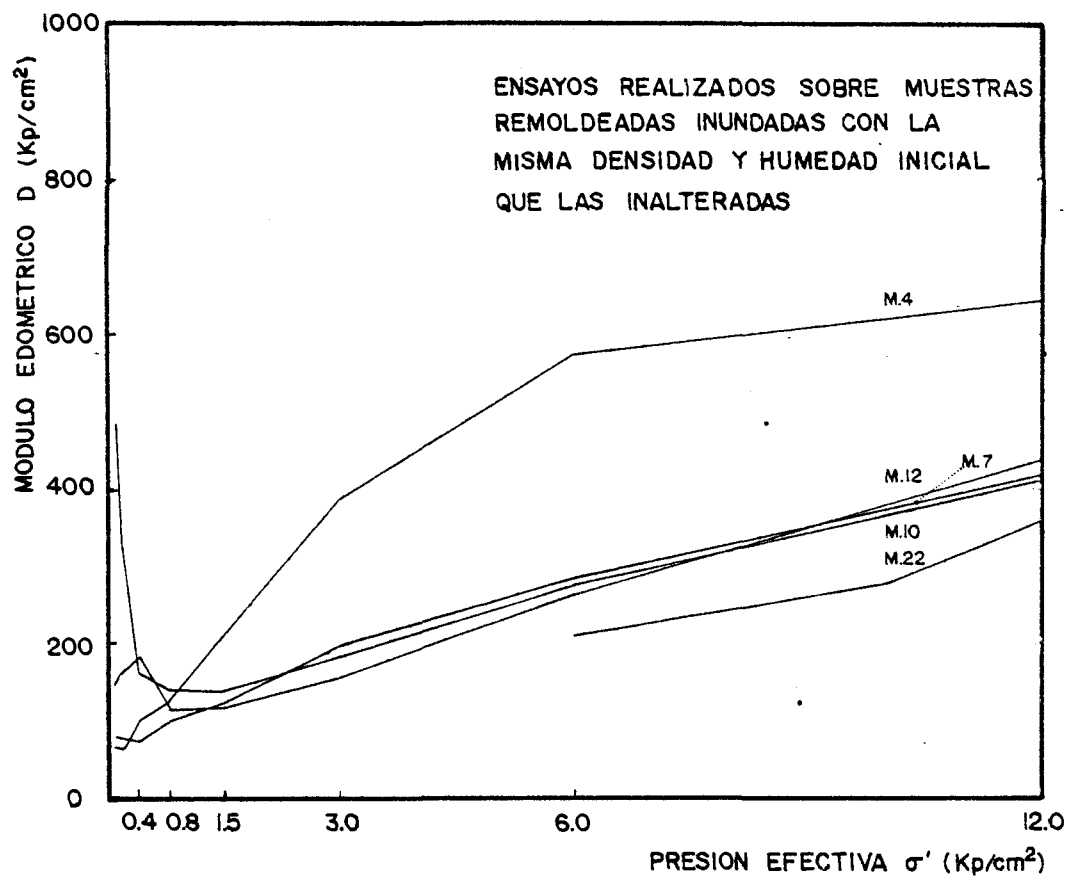


FIG. V.7. VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO D CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO ARENOSO

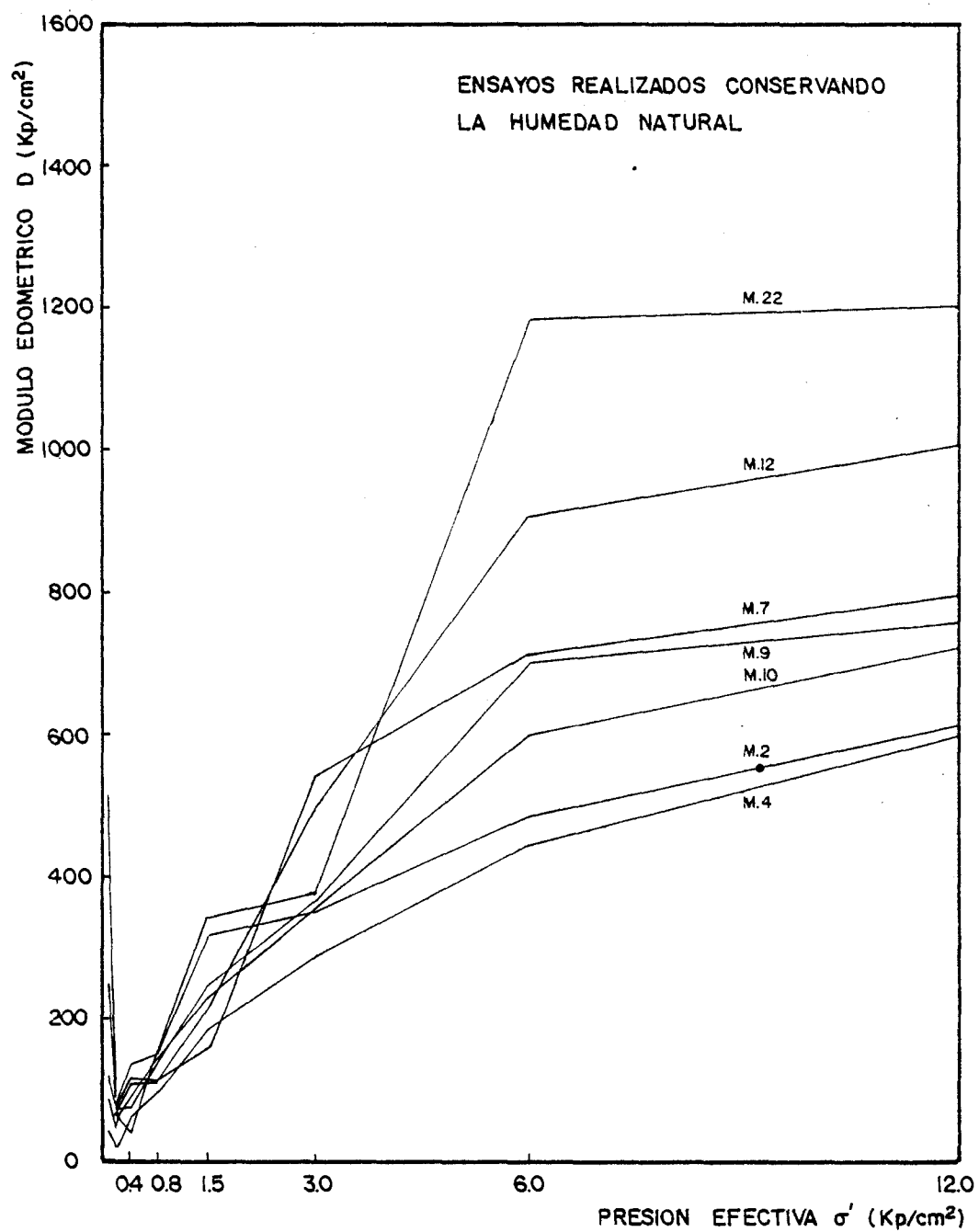


FIG. V. 8. VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO D CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO ARENOSO.

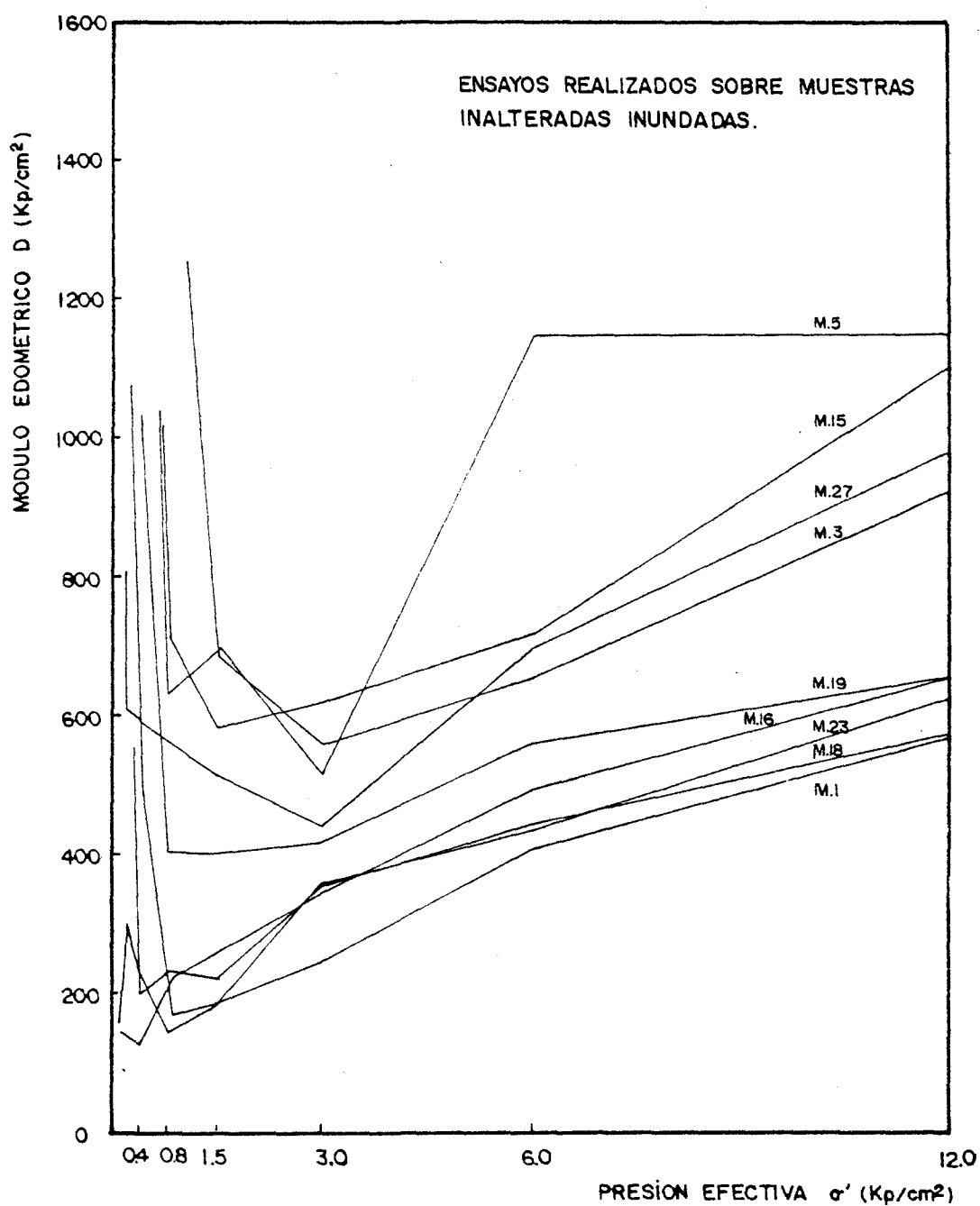


FIG.V.9.- VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO D CON LA
PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS
SOBRE MUESTRAS DE TOSCO

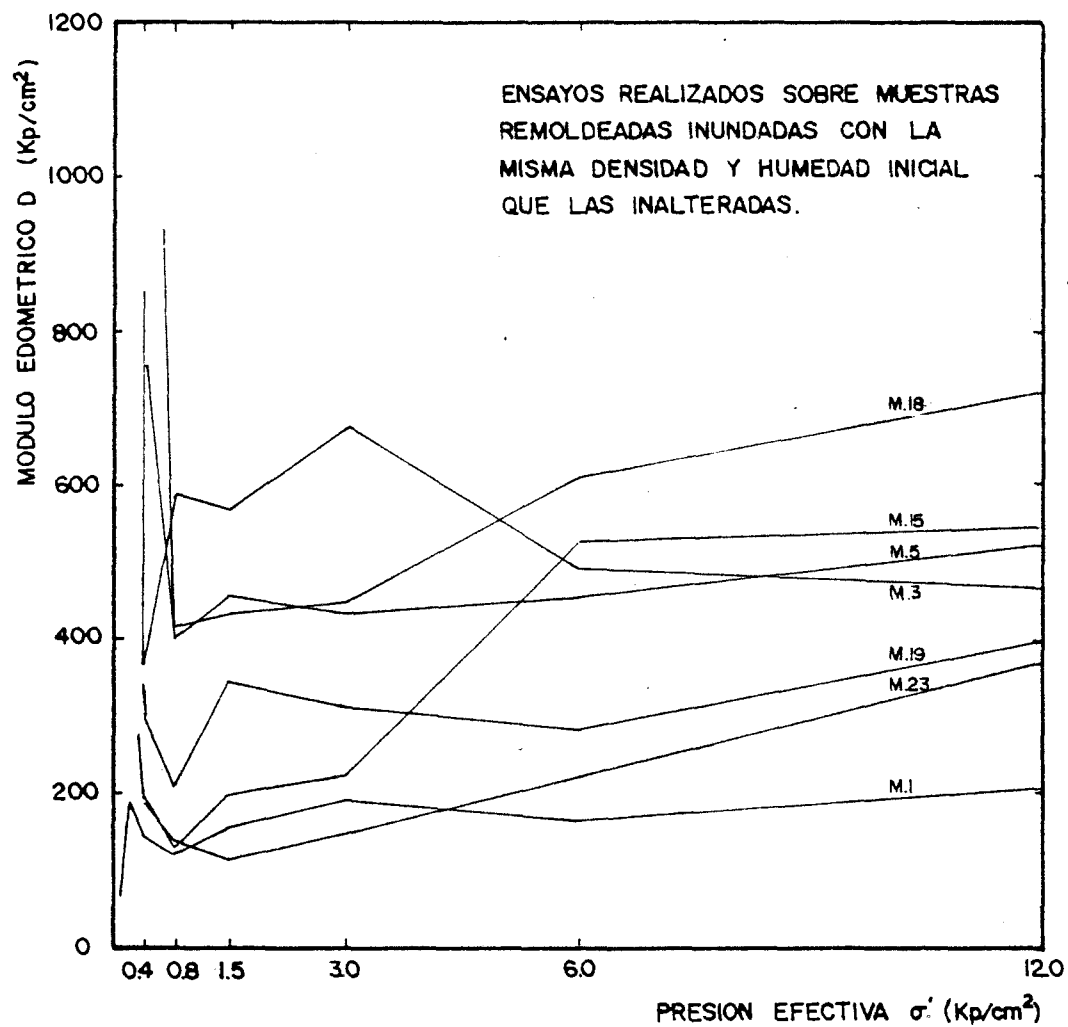


FIG. V. 10.- VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO D CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO

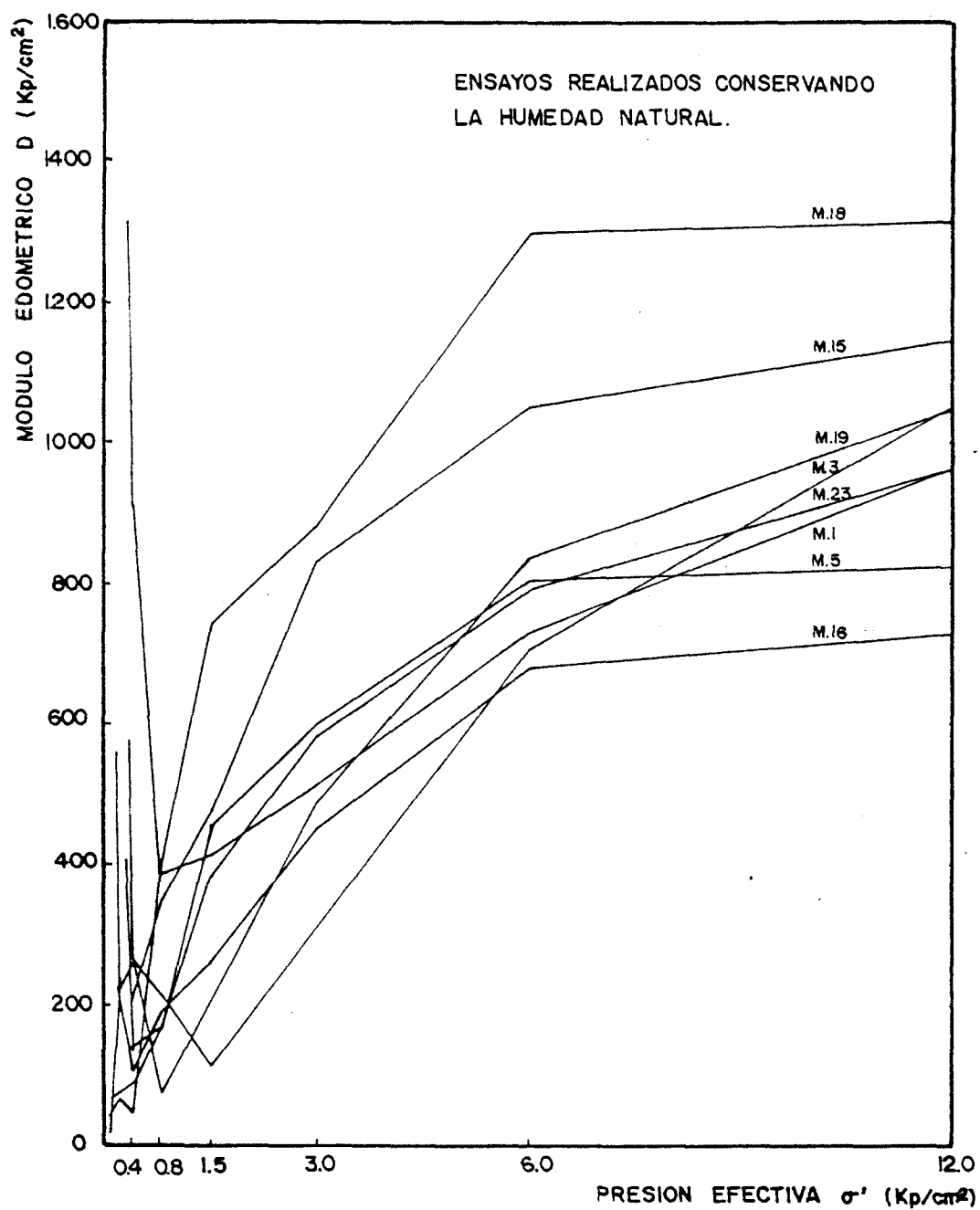


FIG. V.II.- VARIACION DEL MODULO EDMETRICO D CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDMETRICOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO

das, previamente preconsolidadas, en un edómetro de deformación controlada.

En el tosco arenoso el mínimo de D se obtiene alrededor de $0,8 \text{ Kp/cm}^2$ en las muestras remoldeadas, sobre $0,4 \text{ Kp/cm}^2$ en las inalteradas y en torno a $0,2 \text{ Kp/cm}^2$ en el caso de las pastillas en las que se conserva la humedad natural durante el ensayo.

En el tosco, las presiones para las que se alcanza el mínimo de D son ligeramente superiores. El mayor contenido de arcilla induce, por una parte, a una mayor tendencia al hinchamiento en las muestras remoldeadas e inalteradas inundadas y por otra parte, al ser menor la permeabilidad, existe un mayor retraso en la expulsión de agua para cargas pequeñas. En definitiva, los asientos y por tanto la deformación es menor en los primeros escalones de carga que en el caso del tosco arenoso, por lo que se alcanza posteriormente el mínimo valor de D , durante el proceso de carga, produciéndose alrededor de $0,8 \text{ Kp/cm}^2$ en los ensayos inundados y de $0,4 \text{ Kp/cm}^2$ en los no inundados.

Como puede apreciarse, el mínimo valor de D se alcanza para una presión menor, en ambos tipos de material, en los ensayos en los que la pastilla de suelo se pone desde el principio en contacto con agua. Se produce una tendencia al hinchamiento, manifestada en el entumecimiento en descarga, tendencia que hace que la deformación sea menor en los primeros escalones de carga, alcanzándose posteriormente el punto de inflexión en la curva deformación-presión efectiva y por tanto también el

mínimo valor de D . Al tomar agua la pastilla, también se produce un retraso en la magnitud de los asientos durante las primeras cargas, ya que antes de deformarse la primitiva estructura del suelo se tiene que expulsar el agua y el aire cuando el suelo no se encuentra totalmente saturado, lo cual ocurre frecuentemente en el tosco arenoso además de la pérdida de humedad que se produce durante el tallado de la muestra. Posiblemente, con pastillas inicialmente saturadas ó manteniendo la carga en los primeros escalones durante un tiempo superior a las 24 horas habituales, se atenuaría el retraso en alcanzar el mínimo de D aunque en nuestra opinión es más importante, en la explicación del fenómeno, la influencia que el agua tiene en la tendencia al hinchamiento del suelo.

En otro punto del capítulo, cuando analicemos los resultados obtenidos en un edómetro de deformación controlada, a partir de muestras remoldeadas y preconsolidadas, veremos la influencia que la presión de preconsolidación tiene sobre la presión para la cuál se produce el mínimo valor de D . En estos ensayos de tipo convencional, como más adelante comentaremos, la presión de preconsolidación está mal localizada, y en cualquier caso no hemos observado, de forma clara, la influencia que dicha presión tiene en los valores de D al estudiar las curvas tensión-deformación.

En las Figuras V.12 y V.13 se presentan los valores medios de D frente a la presión efectiva σ' , obtenidos en el tosco arenoso y tosco en los diferentes tipos de ensayos. En la Figura V.12 se ha corregido la pendiente de D en los valores medios obtenidos a partir de $\sigma' = 6$

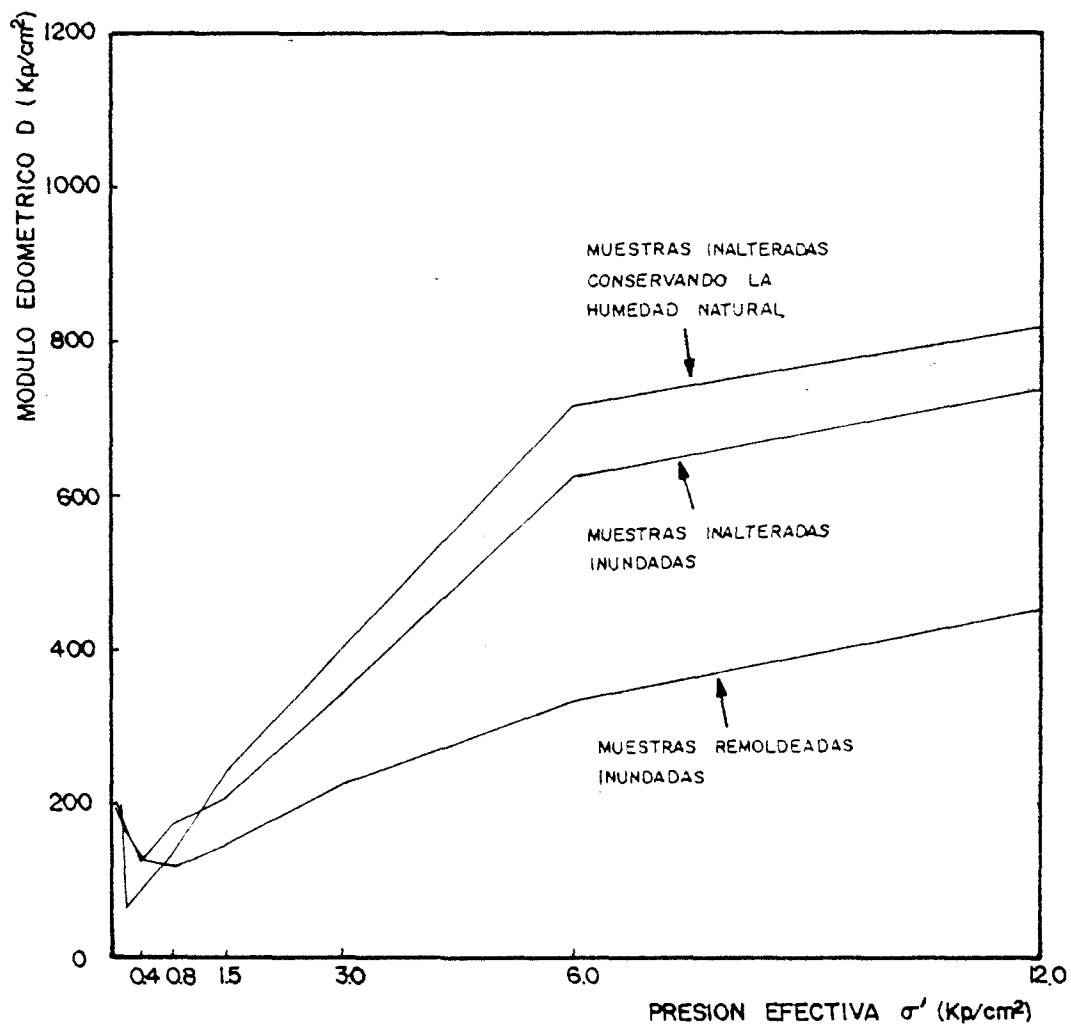


FIG. V.12. COMPARACION DE LA VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO CON LA PRESION EFECTIVA VERTICAL EN LOS DISTINTOS TIPOS DE ENSAYOS REALIZADOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO ARENOSO.

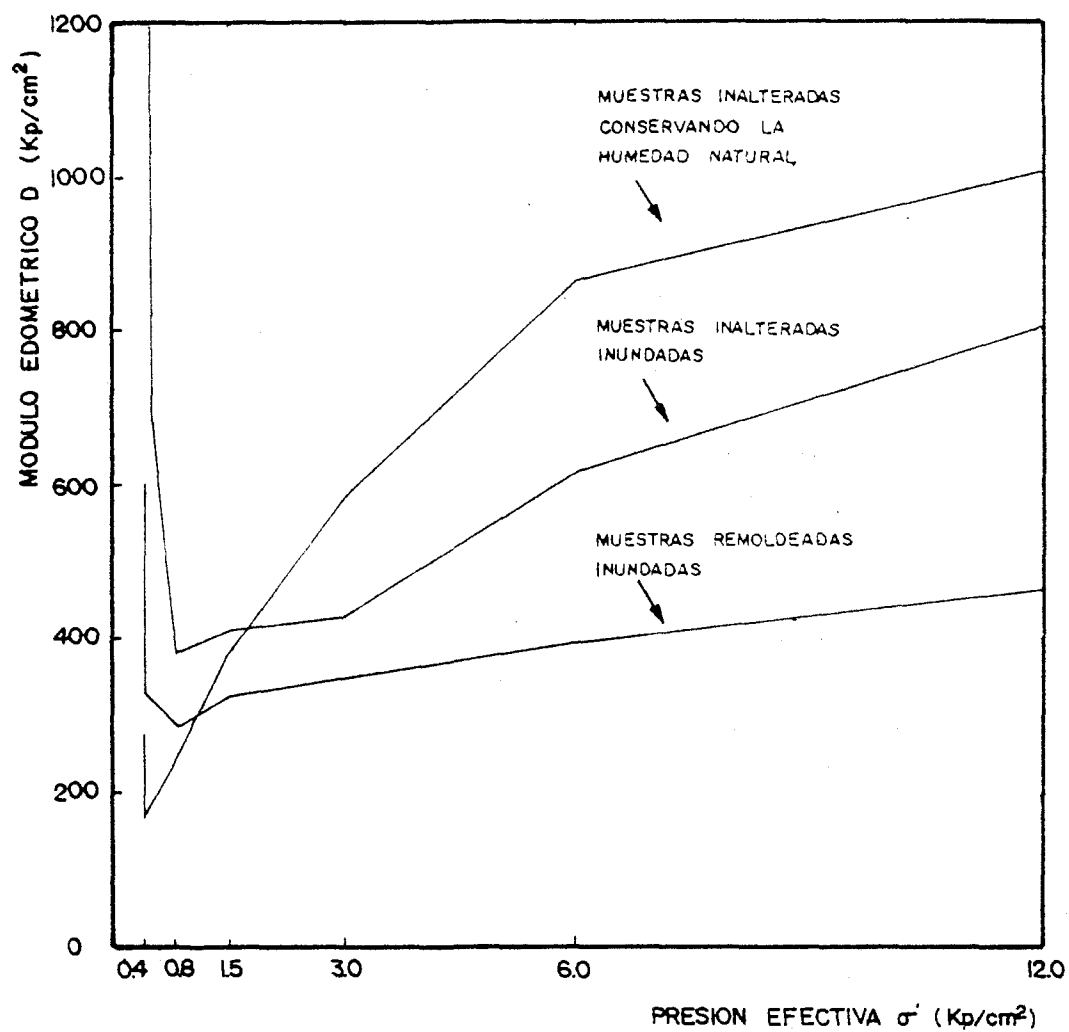


FIG. V.13.- COMPARACION DE LA VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO CON LA PRESION EFECTIVA VERTICAL EN LOS DISTINTOS TIPOS DE ENSAYOS REALIZADOS SOBRE MUESTRAS DE TOSCO.

Kp/cm^2 , teniendo en cuenta la fuerte influencia que en esos valores medios producen las muestras M-6 y M-9, como puede verse en la Figura V.6.

De la observación de estos dos gráficos, se aprecia que D alcanza mínimos más bajos en los ensayos en los que se conserva la humedad natural que los que se obtienen en los otros ensayos, lo cual puede explicarse por razones análogas a las indicadas más arriba al analizar los mínimos de D , es decir por la influencia que la presencia del agua supone en las muestras remoldeadas e inundadas, en la curva tensión-deformación.

Los valores medios mínimos del módulo edométrico varían entre 60 Kp/cm^2 y 120 Kp/cm^2 en el tosco arenoso y entre 160 Kp/cm^2 y 380 Kp/cm^2 en el tosco, correspondiendo las cotas superiores de estos mínimos, en general, a los ensayos realizados sobre muestras remoldeadas.

Alcanzado el mínimo de D (que en ninguno de los casos estudiados suele corresponder a una presión de consolidación superior a $1,5 \text{ Kp/cm}^2$) éste aumenta hasta una presión del orden de 6 Kp/cm^2 siendo la pendiente más fuerte la de los ensayos en los que se conserva la humedad natural. Para 6 Kp/cm^2 los valores medios entre los que está comprendido el módulo edométrico varía, en el tosco arenoso, entre 330 Kp/cm^2 y 720 Kp/cm^2 y en el tosco, entre 400 Kp/cm^2 y 860 Kp/cm^2 . Si sólo se consideran los ensayos efectuados sobre muestras inalteradas, el intervalo de variación se reduce a $630\text{--}720 \text{ Kp/cm}^2$ en muestras inundadas y $615\text{--}860 \text{ Kp/cm}^2$ en no inundadas. Los módulos edométricos obtenidos en las --

muestras remoldeadas son claramente inferiores, del orden de la mitad a los obtenidos en los otros ensayos. Este hecho era de esperar, incluso habiendo preparado las pastillas remoldeadas con la misma densidad y humedad, ya que la estructura del suelo se ha roto por completo durante el remoldeo, siendo muy importante, como más adelante veremos, la influencia de la estructura y fábrica en el comportamiento tensodeformacional de los suelos tosquizos.

A partir de los 6 Kp/cm^2 la pendiente de la curva $D-\sigma'$ disminuye en los tres diferentes ensayos y para ambos tipos de material, -manteniéndose dicha pendiente sensiblemente paralela y quasi-horizantal en todos los casos, aunque ligeramente superior para el tosco.

En la Tabla V.1 se resumen los valores medios del módulo edométrico obtenido a partir de los ensayos sobre muestras inalteradas y sobre muestras en las que se conserva la humedad natural.

TABLA V.1

VALORES MEDIOS DEL MODULO EDOMETRICO (Kp/cm^2) OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS Y SOBRE MUESTRAS CONSERVANDO LA HUMEDAD NATURAL, CORRESPONDIENTE A LAS RAMAS DE CARGA.

PRESION DE CONSOLIDACION (Kp/cm^2)		0,8	1,5	3,0	0,6	12,0
TOSCO ARENOSO	M. INALTERADAS INUNDADAS	175	210	345	630	740
	M. CONSERVANDO HUMEDAD NATURAL	130	245	400	720	815
TOSCO	M. INALTERADAS INUNDADAS	380	415	425	615	800
	M. CONSERVANDO HUMEDAD NATURAL	240	380	580	860	1000

De los gráficos expuestos en las figuras V.12 y V.13, así como de los valores en la Tabla V.1., observamos que los módulos edométricos en muestras inalteradas son del mismo orden de magnitud para una presión de consolidación situada alrededor de $1,5 \text{ Kp/cm}^2$ (con ó sin inundación). A presiones más altas, los módulos deducidos de los ensayos en los que se conserva la humedad son superiores, en un porcentaje que oscila entre el 10 % y el 20 % en el tosco arenoso y entre el 25 % y el 40% en el tosco, dependiendo de la presión que se considere.

En cuanto a los módulos edométricos obtenidos en descarga, éstos son muy superiores a los obtenidos en carga. En la Tabla V.2. pueden verse los módulos medios obtenidos. No figuran los módulos obtenidos en la descarga intermedia en los ensayos en los que se conserva la humedad natural, por haberse obtenido resultados muy dispares, manteniéndose dicha rama de descarga paralela ó casi paralela al eje horizontal, lo que significa que apenas se han registrado deformaciones. A partir de los valores expuestos en la Tabla se deducen las siguientes relaciones entre ellos:

- En los ensayos sobre muestras inalteradas el módulo edométrico en la descarga final es del orden de 1,4 veces el módulo en la descarga intermedia, tanto en el tosco como en el tosco arenoso.

- Los módulos edométricos, en los ensayos sobre muestras inalteradas en el tosco arenoso son del orden de 1,5 veces los módulos obte

nidos en el tosco, tanto en la descarga intermedia como en la descarga final. En los ensayos sobre muestras en las que se conserva la humedad, ese cociente es 1,30 en la descarga final.

Es lógico que los módulos edométricos en la rama de descarga sean superiores en el tosco arenoso que en el tosco, ya que por tener - aquel un mayor contenido en arena las deformaciones adquiridas son menos recuperables al descargar.

Los módulos edométricos correspondientes a la descarga final en el tosco arenoso, en los ensayos sobre muestras en las que se conserva la humedad natural, son del orden de 2 veces los módulos obtenidos en los ensayos realizados sobre muestras inalteradas inundadas, siendo esa relación del orden de 2,3 en el tosco.

Volvemos a comprobar con estos datos, la decisiva influencia del agua en la tendencia al hinchamiento, más señalada aún en el tosco debido a su mayor contenido en arcilla.

Comparando los máximos módulos edométricos medios obtenidos en los escalones $6 - 12 \text{ Kp/cm}^2$ de la rama de carga y $12 - 3 \text{ Kp/cm}^2$ de la de descarga, obtenemos las relaciones reflejadas en la Tabla V.3.

TABLA V.2.

VALORES MEDIOS DEL MODULO EDOMETRICO (K_p/cm^2) OBTENIDO A PARTIR DE ENSAYOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS CORRESPONDIENTES A LAS RAMAS DE DESCARGA.

ESCALON DE LA RAMA DE DESCARGA (K_p/cm^2)		3,0 - 1,5	12,0 - 3,0
TOSCO ARENOSO	M. INALTERADAS INUNDADAS	2055	2865
	M. CONSERVANDO HUMEDAD NATURAL	-----	5705
TOSCO	M. INALTERADAS INUNDADAS	1360	1860
	M. CONSERVANDO HUMEDAD NATURAL	-----	4395

TABLA V.3.

RELACION ENTRE LOS MODULOS EDOMETRICOS MEDIOS OBTENIDOS EN CARGA D_c (ESCALON 6 K_p/cm^2) Y DESCARGA D_D (ESCALON 12-3 K_p/cm^2).

		D_D/D_c
TOSCO ARENOSO	M. INALTERADAS INUNDADAS	3,9
	M. CONSERVANDO HUMEDAD NATURAL	7
TOSCO	M. INALTERADAS INUNDADAS	2,3
	M. CONSERVANDO HUMEDAD NATURAL	4,4

Hasta aquí se ha expuesto la variación del módulo edométrico con la presión de consolidación, en el tosco arenoso y tosco, en los diferentes ensayos realizados en células de tipo convencional y especiales, así como los rangos de variación de dicho módulo en carga y descarga.

A continuación se correlacionan el módulo edométrico con diversas propiedades de identificación, estado y situación en el terreno (cota). En realidad se pretende buscar tendencias más que relaciones precisas, ya que existe una apreciable dispersión en los valores del módulo edométrico, debido fundamentalmente a que éste no depende sólo de uno de los parámetros con los que se relaciona, sino del conjunto de ellos. Se han seleccionado para presentar en gráficos los módulos correspondientes a los escalones $0,8 - 1,5 \text{ Kp/cm}^2$; $1,5 - 3,0 \text{ Kp/cm}^2$; $3,0 - 6,0 \text{ Kp/cm}^2$ y $6,0 - 12,0 \text{ Kp/cm}^2$ en carga y el escalón $12,0 - 3,0 \text{ Kp/cm}^2$ correspondiente a la descarga final, obtenidos en ensayos edométricos sobre muestras inalteradas inundadas y sobre muestras en las que se conserva la humedad natural.

Se han introducido, en los gráficos que a continuación se exponen algunos datos procedentes del estudio realizado por Oteo y Moya (1978) en la línea IX del FF.CC. Metropolitano. Los módulos edométricos obtenidos en ensayos realizados sobre muestras inalteradas, en células de tipo convencional, para dicho estudio, son sensiblemente inferiores a los obtenidos en los ensayos propios de esta investigación. Atribuimos este hecho a que probablemente no se tuvo en cuenta en la evalua-

ción de los módulos la deformación propia de la célula edométrica, que como puede verse en el Apéndice II, tiene una influencia muy importante en la determinación de módulos edométricos en suelos duros.

Enfrentando el módulo edométrico con el porcentaje de finos (% de partículas que pasan por el tamiz N° 200 de la serie A.S.T.M.) y con la plasticidad, representada por el límite líquido, se observan las siguientes tendencias (Figuras V-14 a V-21)*:

- El módulo edométrico tiende a aumentar con el porcentaje de finos, en todos los escalones de carga representados, tanto en los ensayos realizados en células convencionales como especiales. Los módulos correspondientes a los escalones $0,8-1,5 \text{ Kp/cm}^2$ y $1,5-3,0 \text{ Kp/cm}^2$ están - más claramente diferenciados (Figuras V-14 y V-15), que en los restantes escalones de carga, lo cual está de acuerdo con un crecimiento más rápido de D en los primeros escalones de carga, después de haber alcanzado su valor mínimo, como ya vimos anteriormente.

- El módulo edométrico en descarga final, decrece rápidamente con el porcentaje de finos, en ambos tipos de ensayos, sobre muestras inalteradas inundadas y sobre muestras en las que se conserva la humedad natural. El decrecimiento es debido a que la recuperación es menor en los suelos tosquizados con mayor contenido de la fracción de tamaño arena.

- La misma tendencia se pone de manifiesto al representar -

* En estas Figuras se han dibujado unas franjas que vienen a indicar las tendencias generales, sin que se les quiera atribuir categoría de leyes de variación.

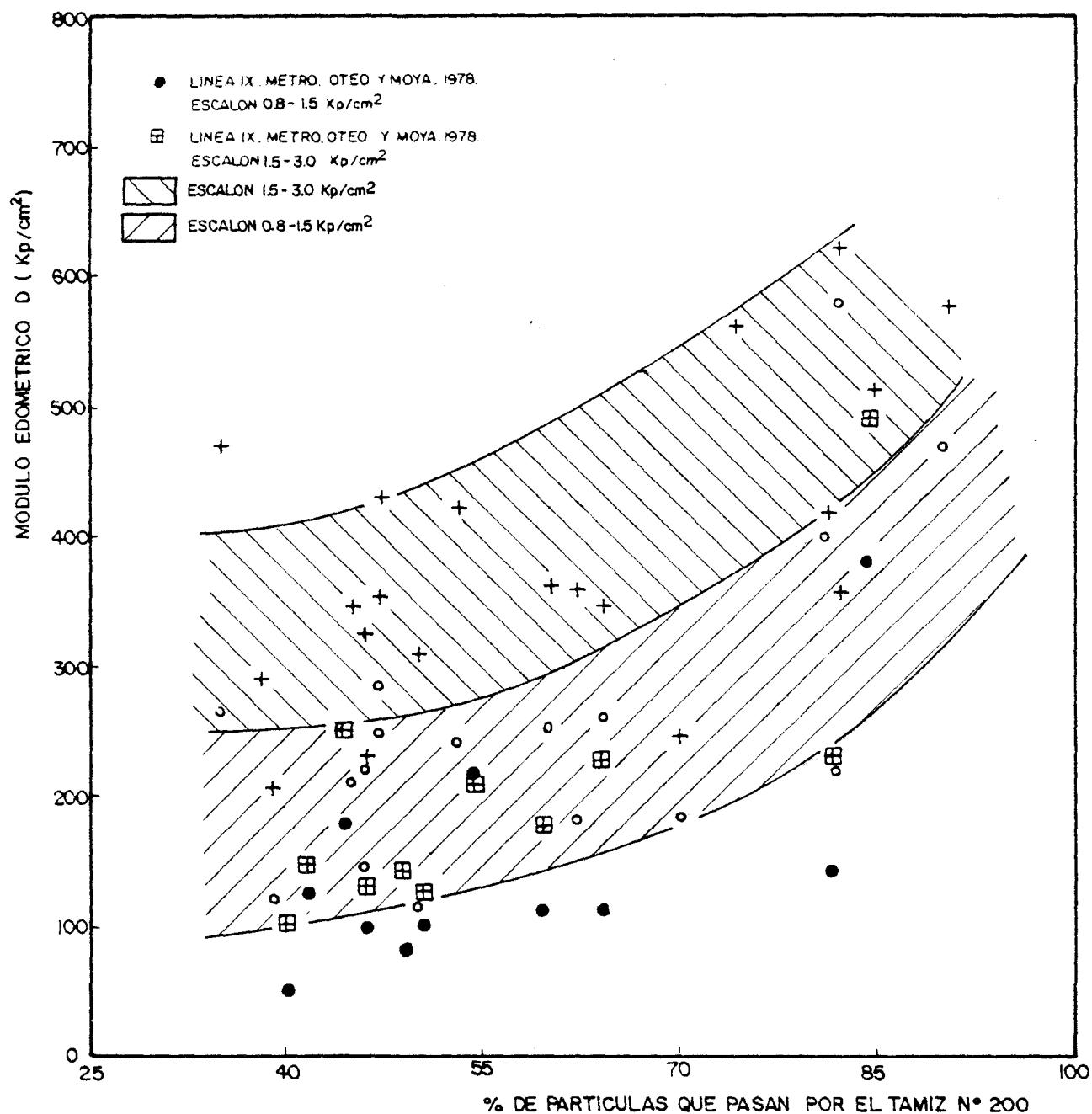


FIGURA V. 14.- MODULOS EDOMETRICOS OBTENIDOS A PARTIR DE MUESTRAS INALTERADAS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA.

ESCALONES: ○ 0.8 - 1.5 Kp/cm²
 + 1.5 - 3.0 Kp/cm²

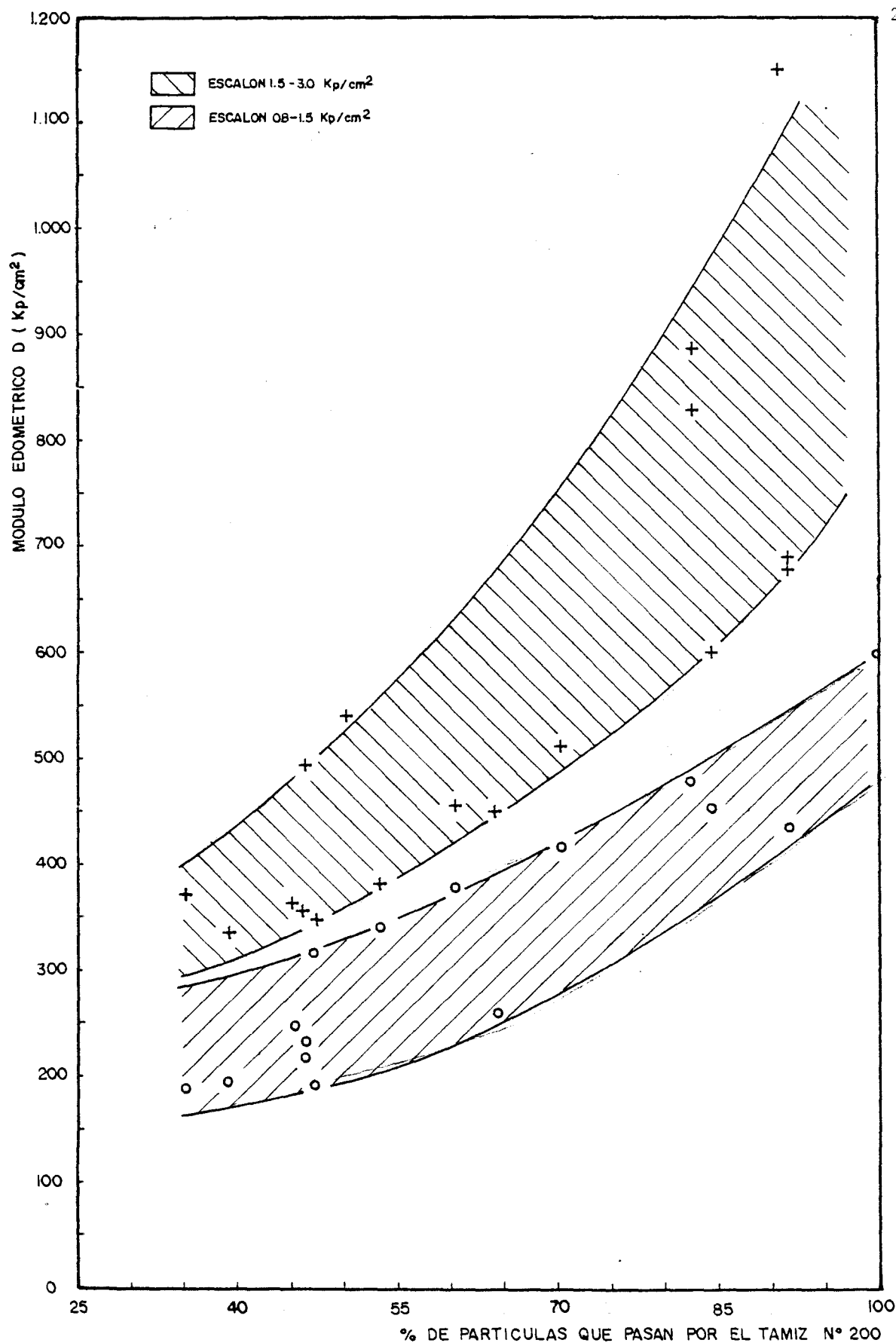


FIGURA V.15.- MODULOS EDOMETRICOS OBTENIDOS A PARTIR DE MUESTRAS INALTERADAS CONSERVANDO LA HUMEDAD NATURAL CORRESPONDIENTE A RAMA DE CARGA. ESCALONES: 0.8 - 1.5 Kp/cm²
1.5 - 3.0 Kp/cm²

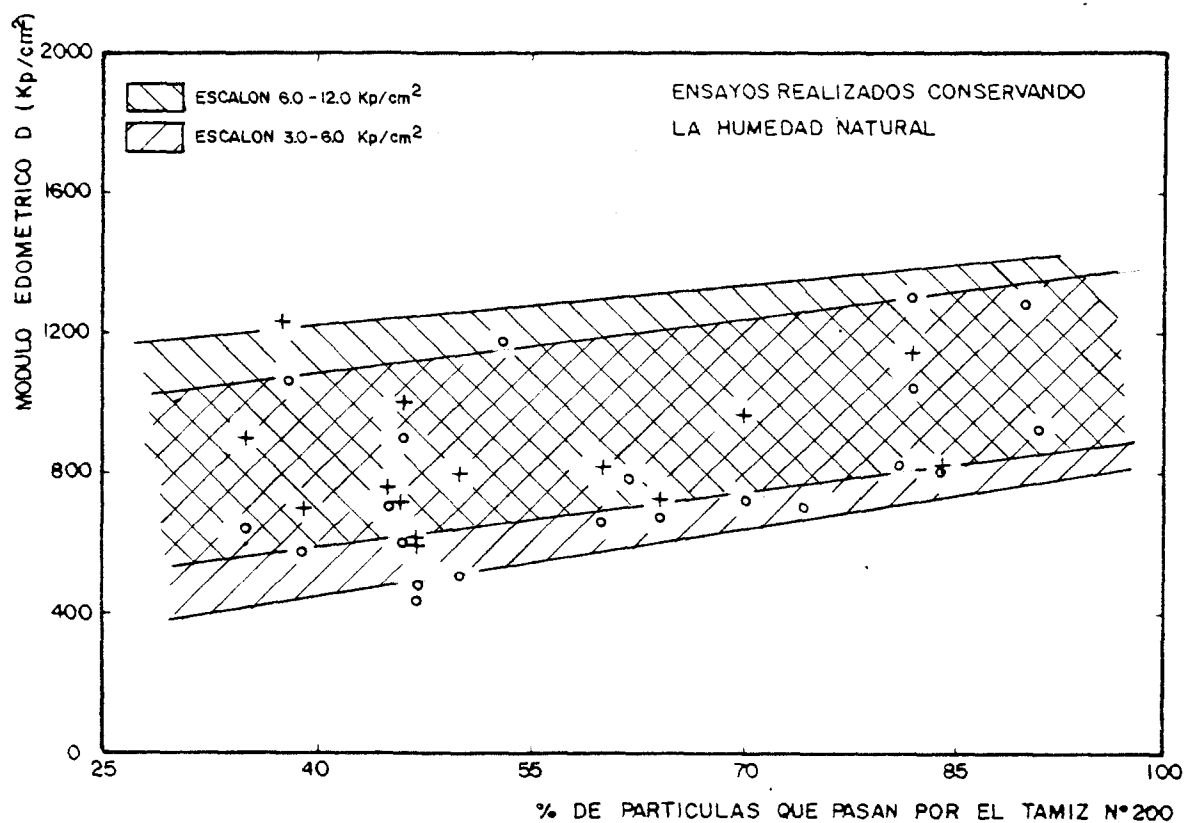
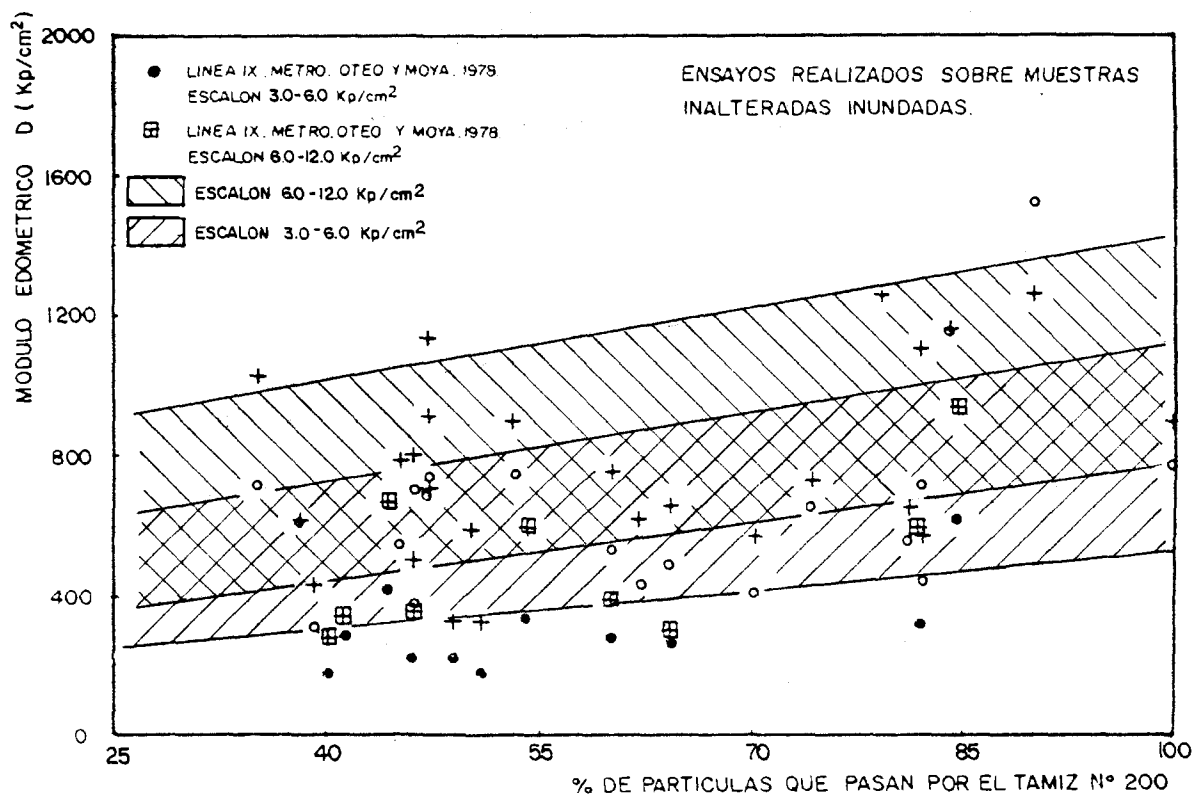


FIG. V. 16: MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE COMPRESION

NOVAL. ESCALONES o 3.0 - 6.0 Kp/cm²
+ 6.0 - 12.0 Kp/cm²

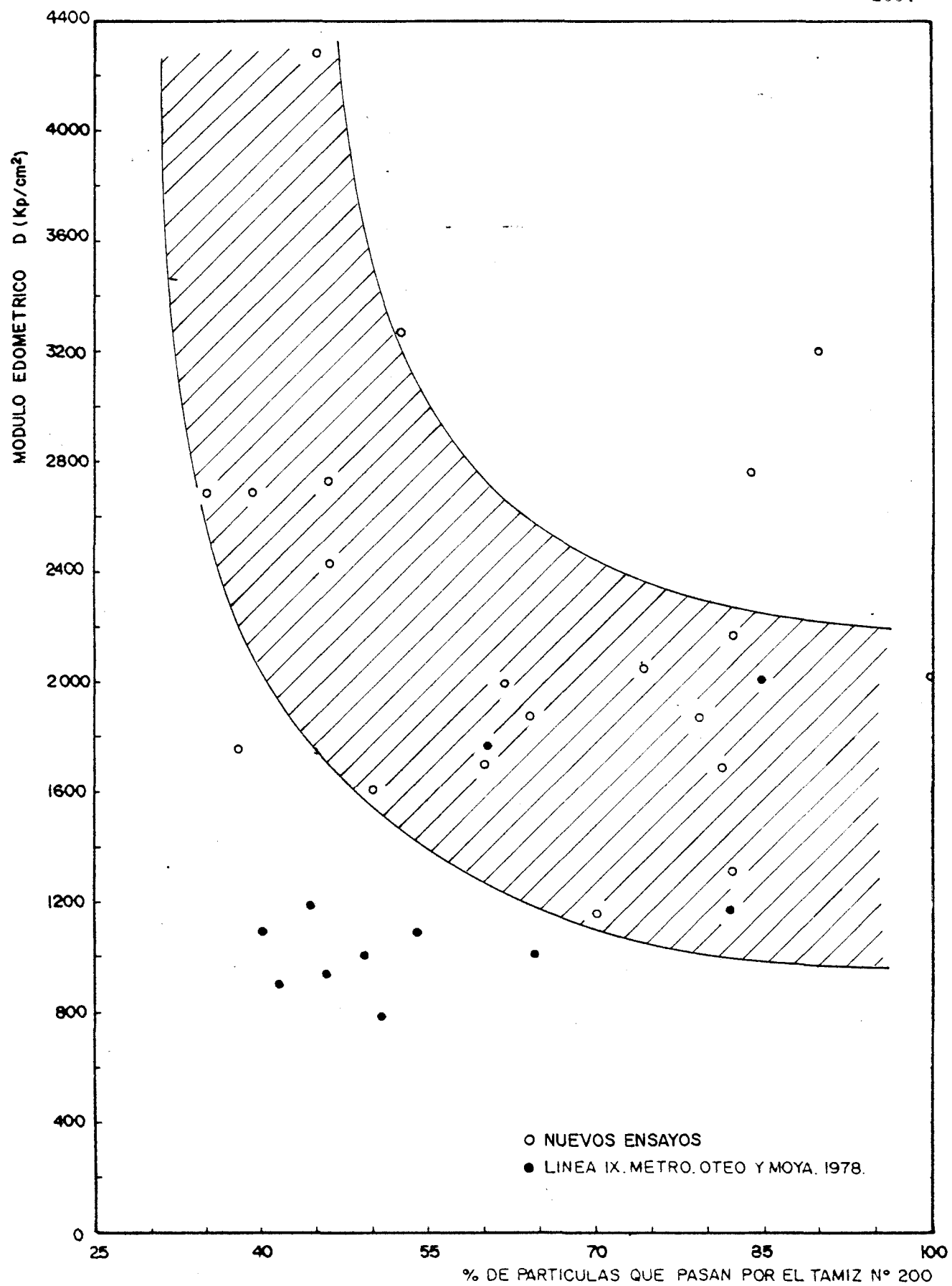


FIG. V.17.- MODULOS EDMETRICOS OBTENIDOS A PARTIR DE MUESTRAS INUNDADAS, CORRESPONDIENTES AL ESCALON 12.0-3.0 Kp/cm²

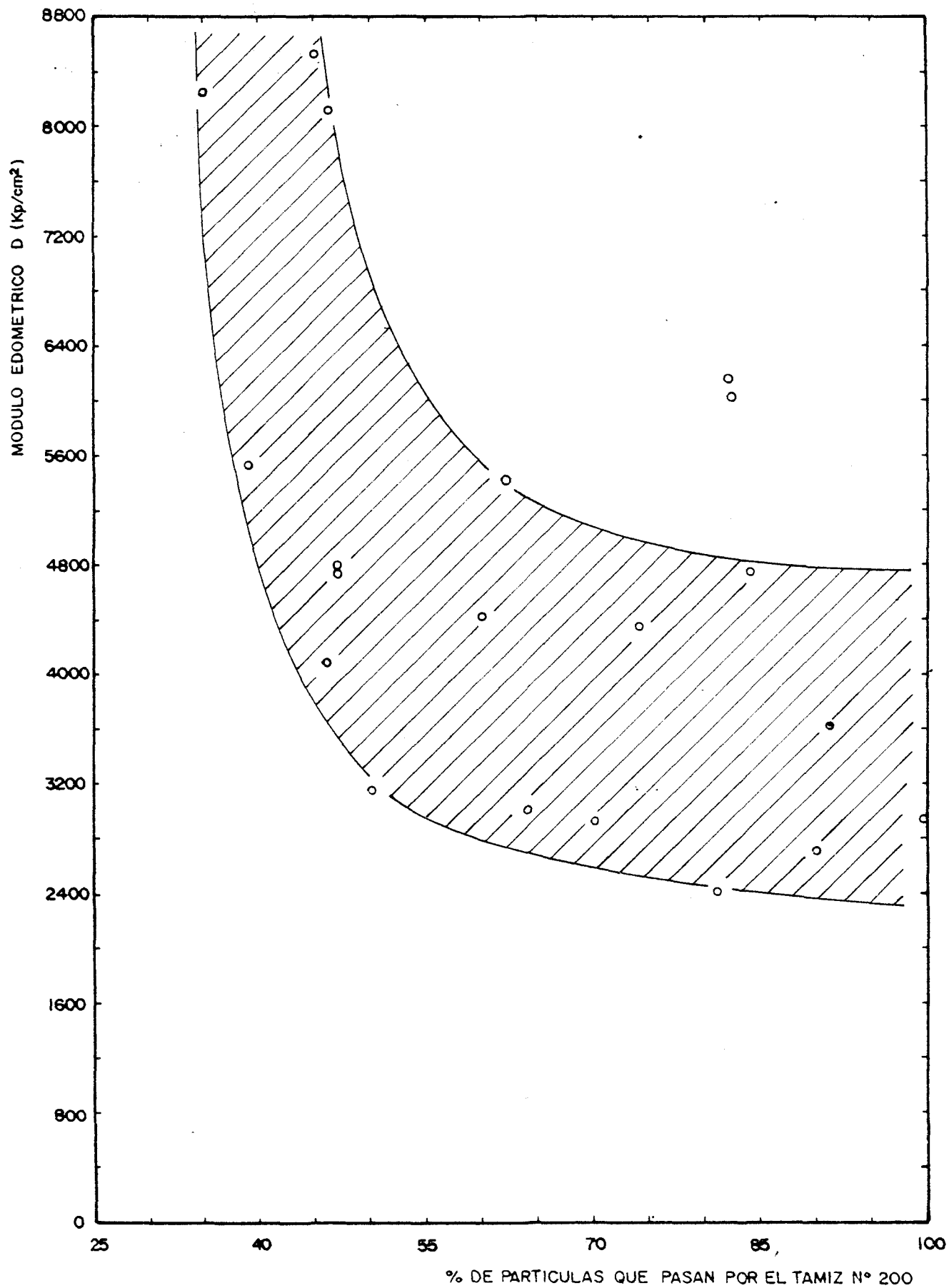


FIG. V.18.- MODULOS EDOMETRICOS OBTENIDOS A PARTIR DE MUESTRAS INALTERADAS CONSERVANDO LA HUMEDAD NATURAL, CORRESPONDIENTE AL ESCALON DE DESCARGA 12 - 3 Kp/cm^2

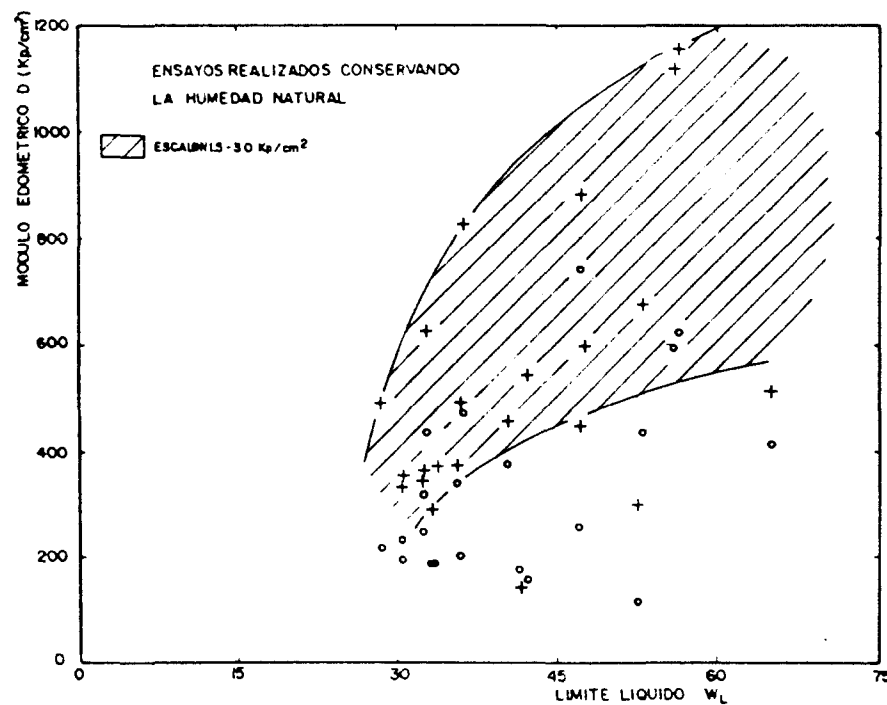
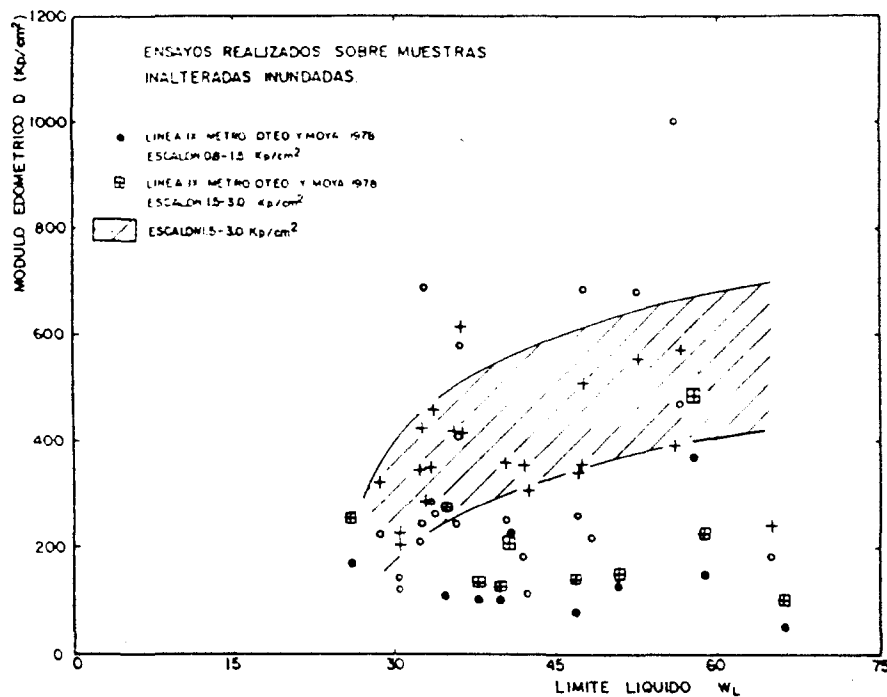


FIG. V. 19.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA. ESCALONES
 ○ 0.8-15 Kp/cm²
 + 15-30 Kp/cm²

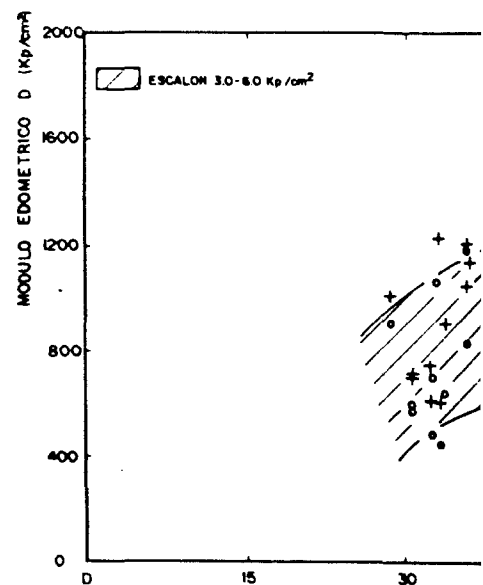
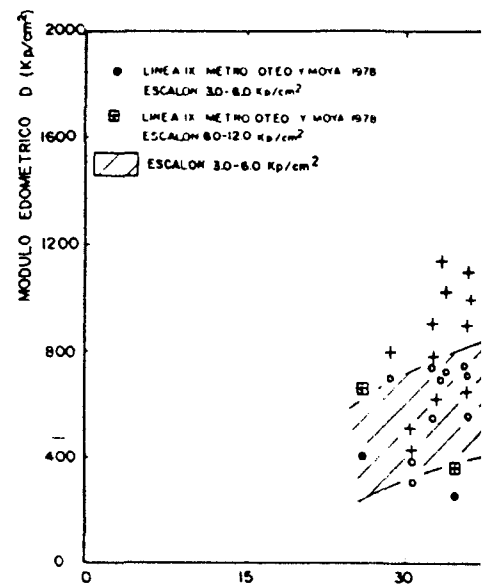
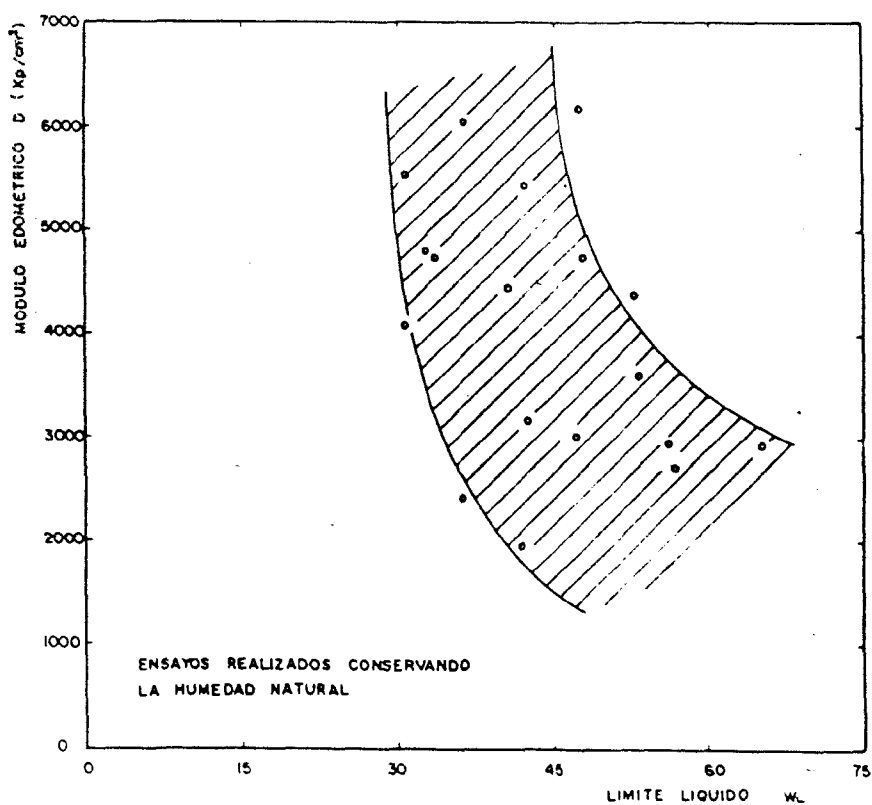
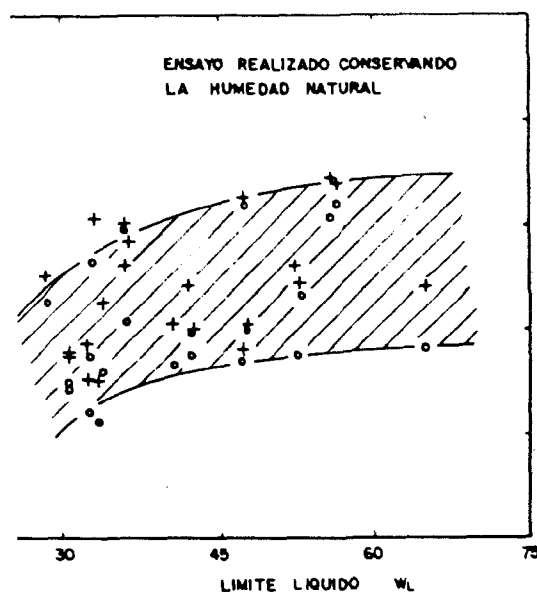
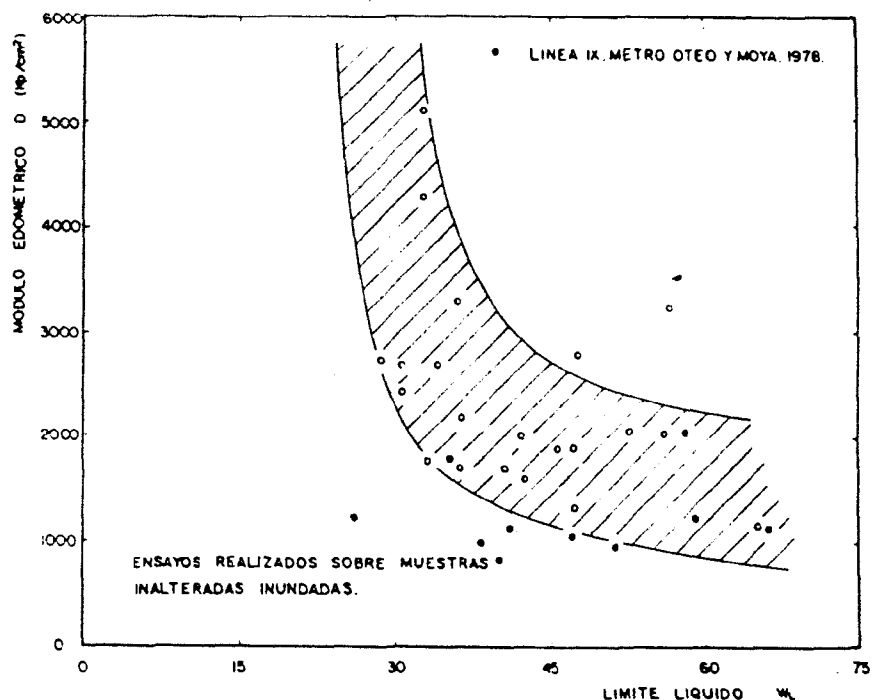
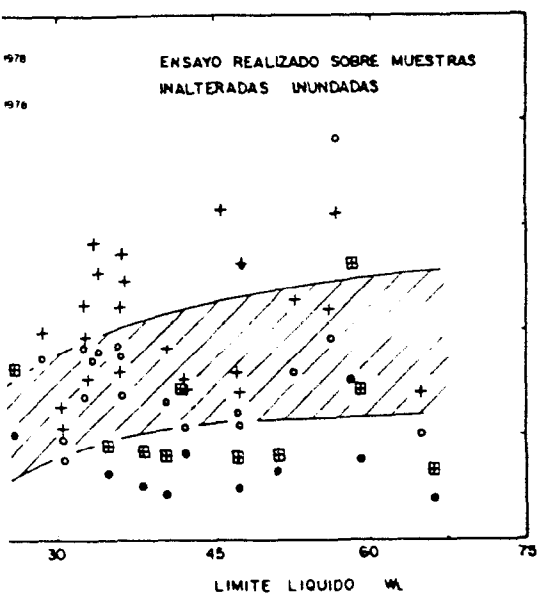


FIG. V. 20.- MODULOS EDOMETRICOS DE CARGA. ESCALON



EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA
ESCALONES:
○ 3.0 - 6.0 Kp/cm²
+ 6.0 - 12.0 Kp/cm²

FIG.V. 21.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE
DESCARGA. ESCALON 12.0 - 3.0 Kp/cm²

D frente al límite líquido ya que la plasticidad aumenta con el porcentaje de finos, si bién la dispersión de valores del módulo edométrico es apreciablemente mayor.

Al enfrentar el módulo edométrico con la humedad natural y con la densidad seca (Figuras V.22 a V.27) se observan las siguientes tendencias.

- Parece que el módulo edométrico D tiende a aumentar ligeramente con el contenido de humedad natural y a disminuir con la densidad seca en todos los escalones de carga representados, tanto en los ensayos efectuados sobre muestras inalteradas en células edométricas convencionales, como en los realizados en células especiales conservando el contenido de humedad. Estas tendencias están más señaladas con la humedad natural, estando de acuerdo con los gráficos expuestos en el capítulo anterior en los que la humedad natural aumenta con el porcentaje de finos y la densidad seca disminuye con dicho contenido.

- El módulo edométrico en descarga disminuye al aumentar la humedad natural y tiende a crecer con la densidad seca en los dos tipos de ensayos que venimos comentando.

En las tendencias observadas puede concluirse, a modo de resumen, que el módulo edométrico, en los materiales tosquizados, crece al aumentar el contenido de finos, y esto ocurre para cualquier presión de consolidación correspondiente a la rama de compresión noval después de

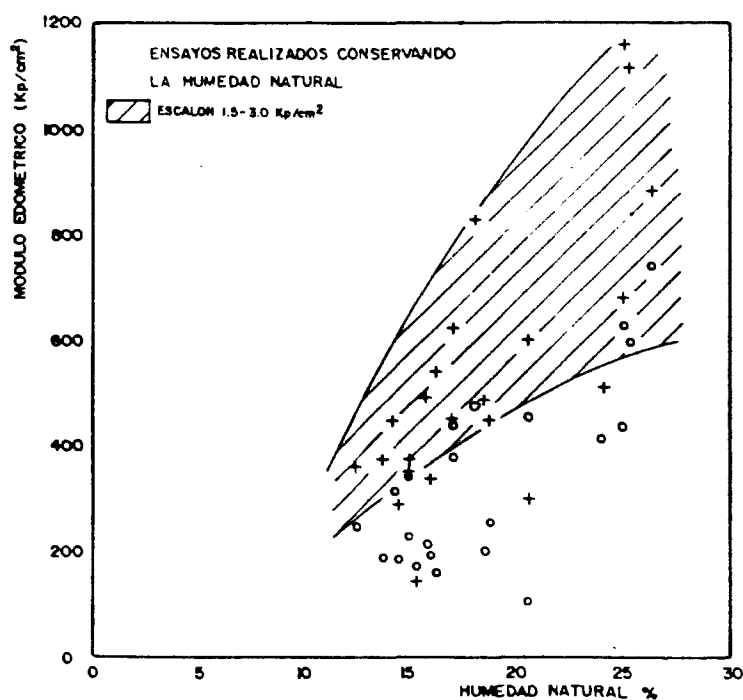
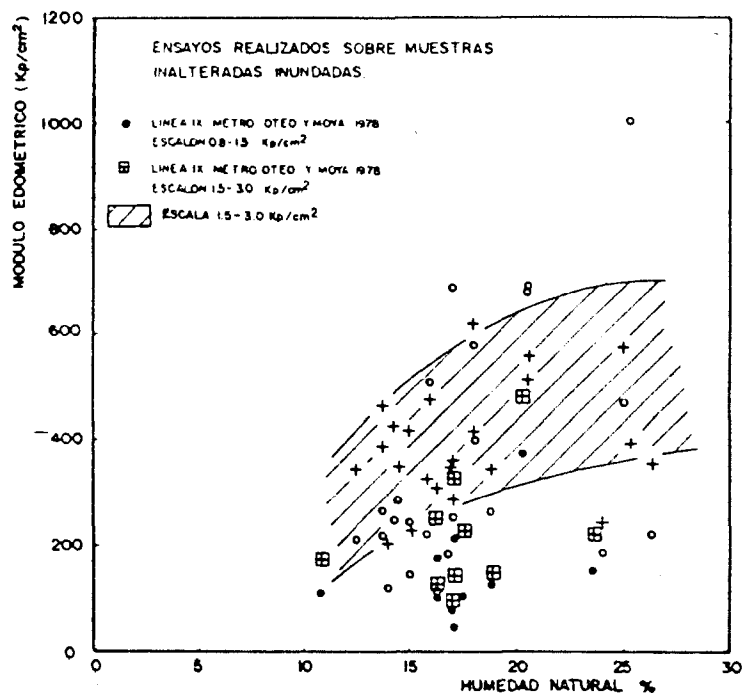


FIGURA V.22.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA. ESCALONES: ○ 0.8-1.5 Kg/cm^2 + 1.5-3.0 Kg/cm^2

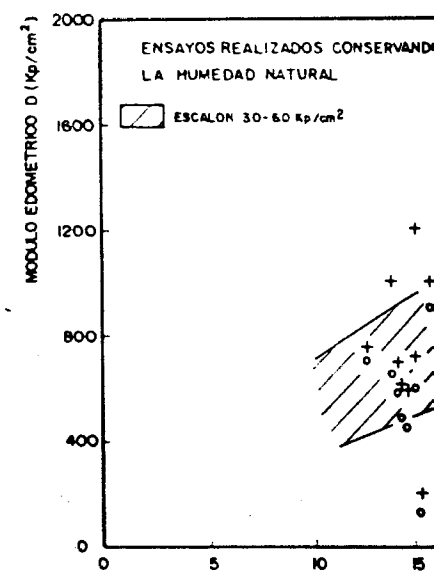
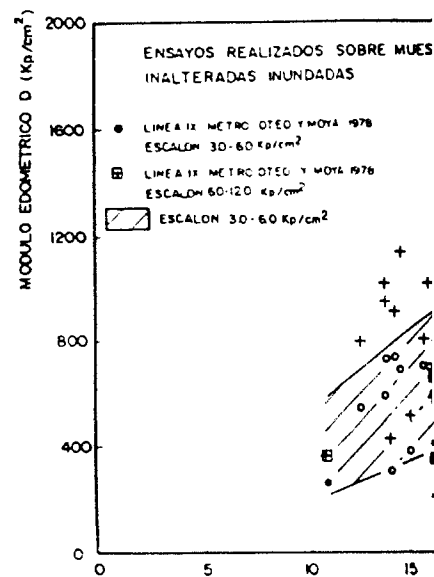
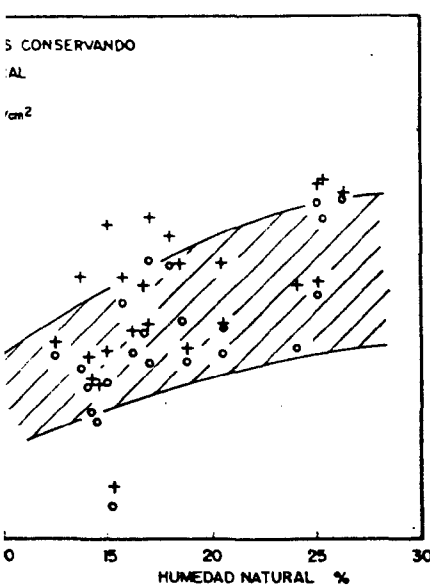
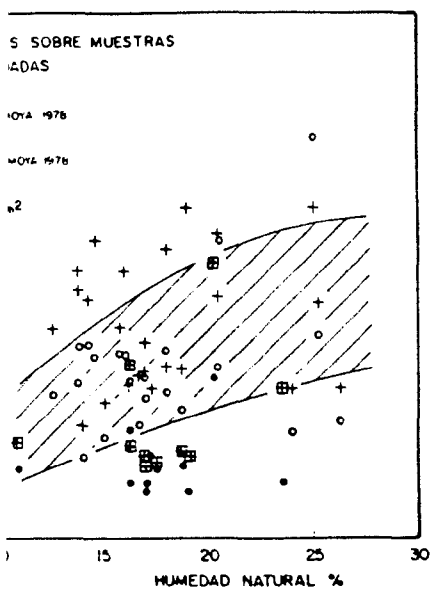


FIGURA V.23.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA.



LOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE DESCARGA. ESCALONES: ○ 3.0-6.0 Kp/cm²
+ 6.0-12.0 Kp/cm²

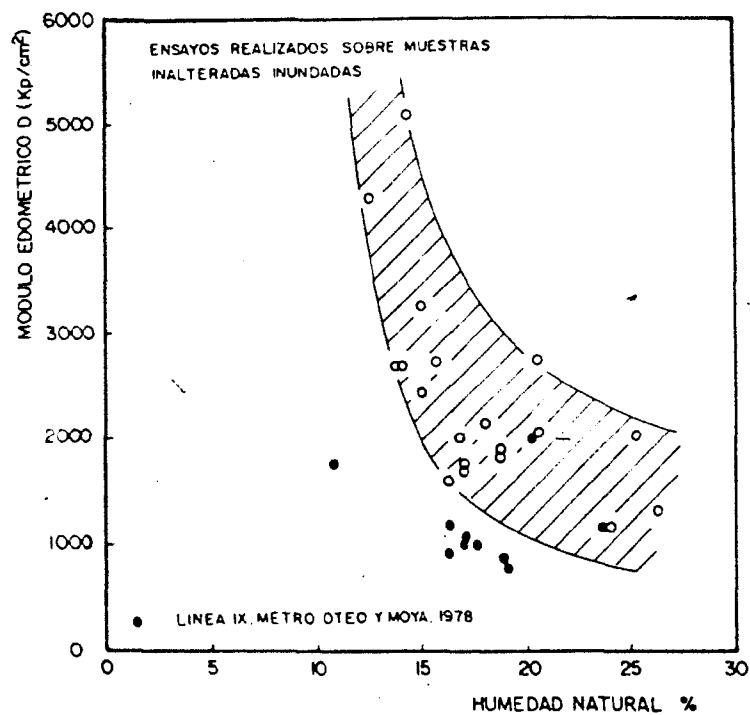


FIG. V.24.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE DESCARGA. ESCALON: 12.0 - 3.0 Kp/cm²

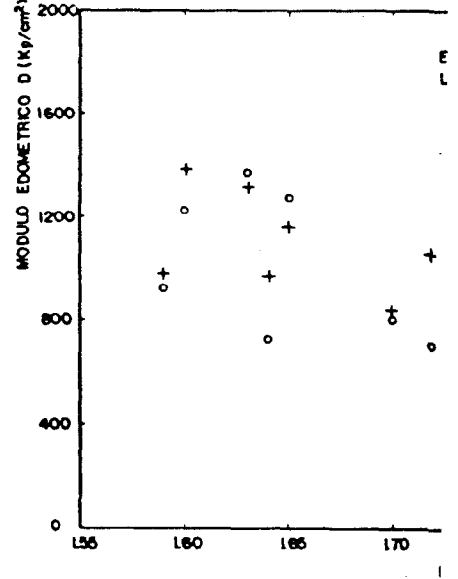
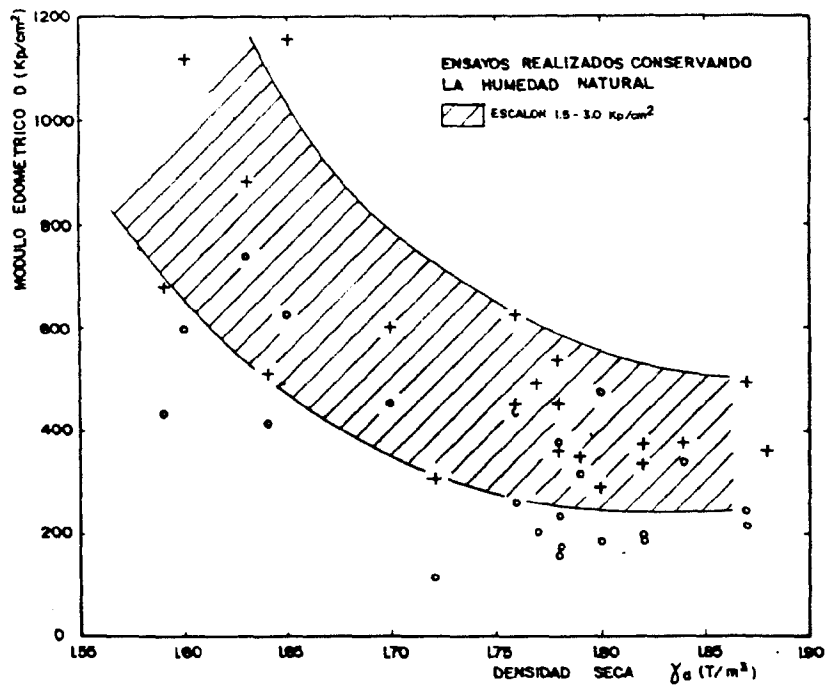
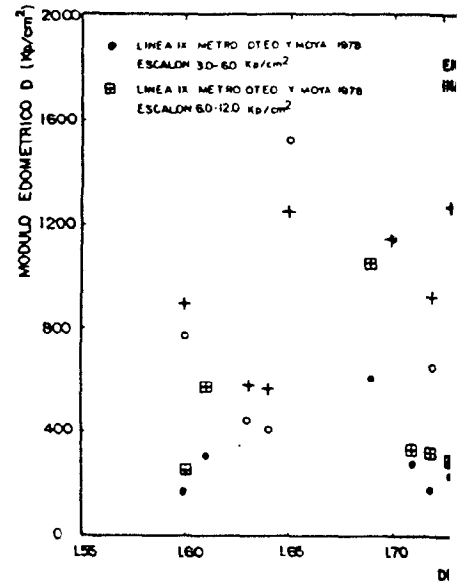
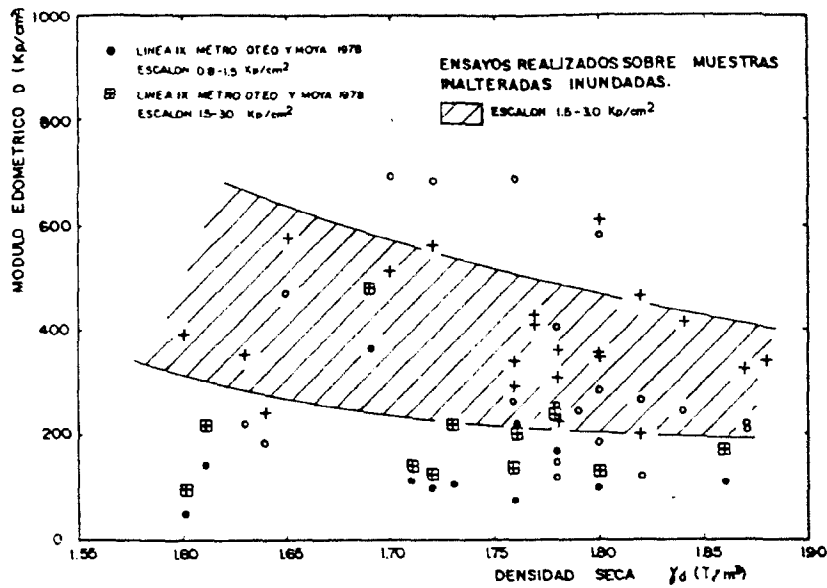
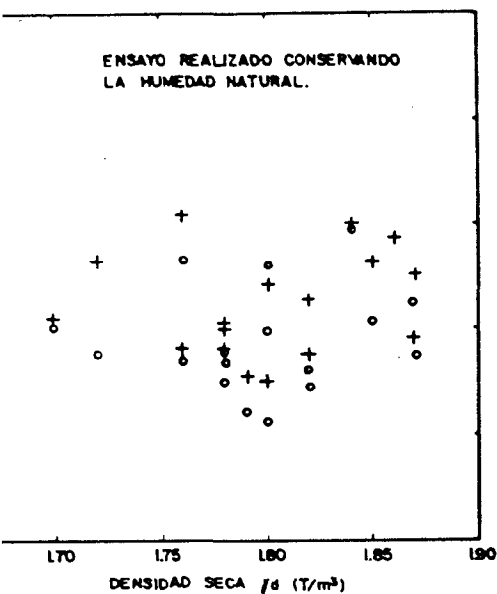
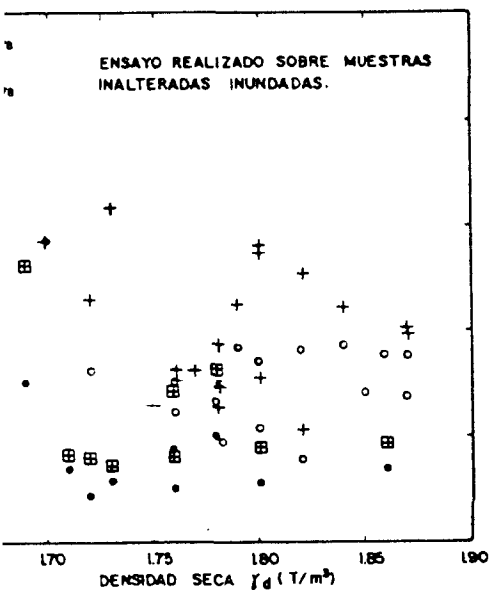


FIG. V. 25.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA. ESCALONES: ○ 0.8-1.5 Kp/cm²
+ 1.5-3.0 Kp/cm²

FIG. V. 26.- MODULOS EDOMETRICOS DE CARGA. ESCALONES: ○ 3.0-6.0 Kp/cm²
+ 6.0-12.0 Kp/cm²



EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE DESCARGA. ESCALONES

- 30-60 Kp/cm²
- + 60-120 Kp/cm²

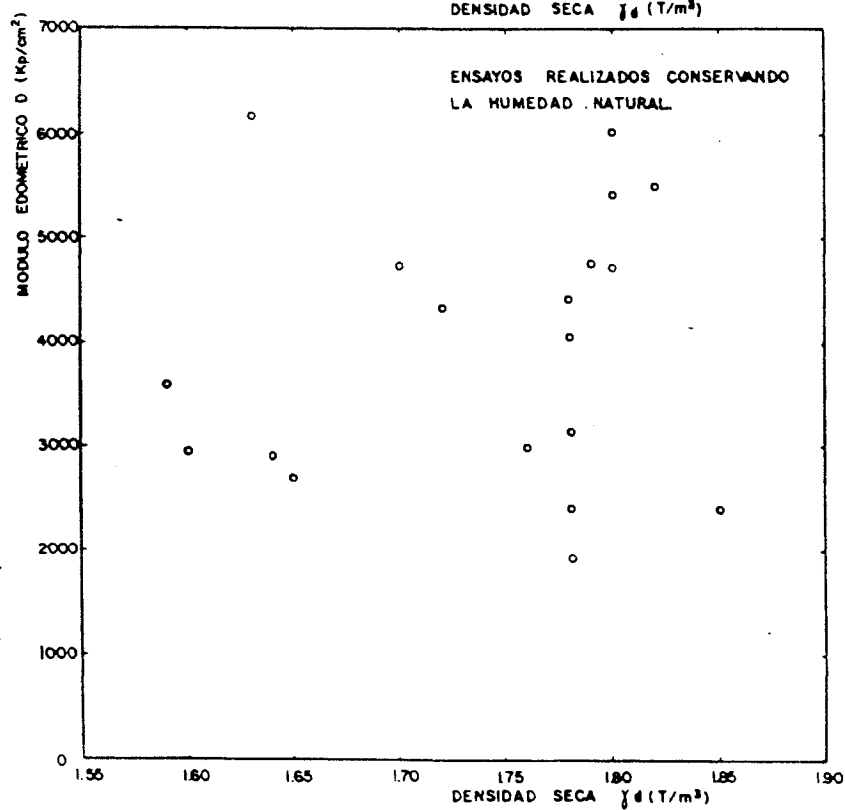
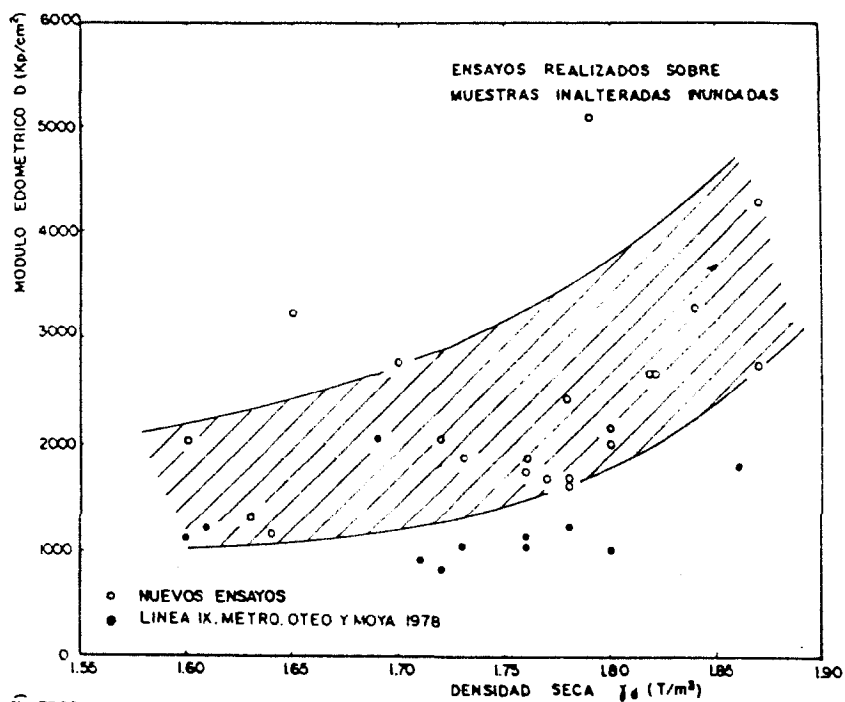


FIG. V.27 MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE DESCARGA. ESCALON 12.0 - 3.0 Kp/cm²

haberse alcanzado el mínimo valor de D en las curvas $D-\sigma'$. El resto de las tendencias observadas en los gráficos, en las relaciones entre el módulo edométrico en carga y las demás propiedades de identificación y estado están de acuerdo con las relaciones comentadas en el capítulo anterior entre dichas propiedades y el contenido de finos. En la rama de descarga final el módulo disminuye con el contenido de finos. Hacemos referencia al contenido de finos, por ser con esta propiedad de identificación, junto con el contenido de humedad natural (que aumenta al hacerlo los finos) donde mejor se observan las tendencias señaladas, y siendo, por tanto, dicha propiedad, orientativa del comportamiento tensión-deformación de los materiales tosquizos en los ensayos edométricos.

En las Figuras V.28, V.29 y V.30 se ha relacionado el módulo edométrico, para diversos escalones de carga y descarga, en los dos tipos de ensayos realizados, con la cota a la que se encontraban las muestras ensayadas. A pesar de incluir una variación de cota de 80 m. no se aprecia ninguna tendencia totalmente clara. Se presenta una dispersión importante (de 1 a 3 normalmente y hasta de 1 a 5 ocasionalmente). Sin embargo, en algunos casos, parece observarse una ligera tendencia a aumentar el módulo a medida que la cota absoluta de la muestra va siendo menor. Esto puede ser debido a que en esas relaciones no se distinguen los puntos correspondientes a los distintos suelos tosquizos. Pero tampoco se aprecia ninguna tendencia en la Figura V.31, en la que se han separado los módulos edométricos para el tosco arenoso y tosco. Cabría esperar que el módulo fuese mayor en aquellos materiales pertenecientes a cotas más bajas ó al menos, que aumentase con la profundidad. Sin em-

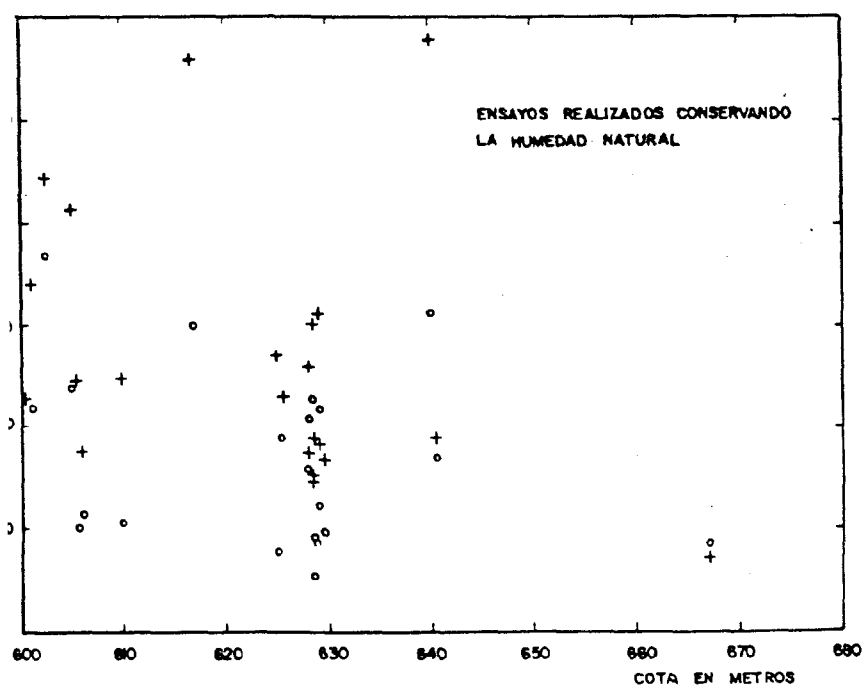
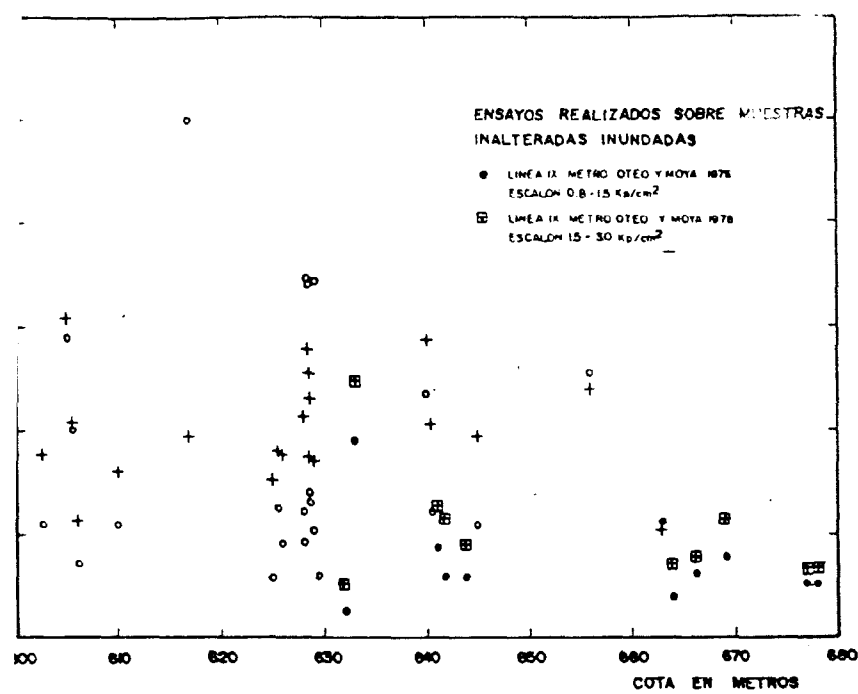


FIG. V.28- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA.

ESCALONES ● 0.8 - 1.5 Kp/cm²
 + 1.5 - 3.0 Kp/cm²

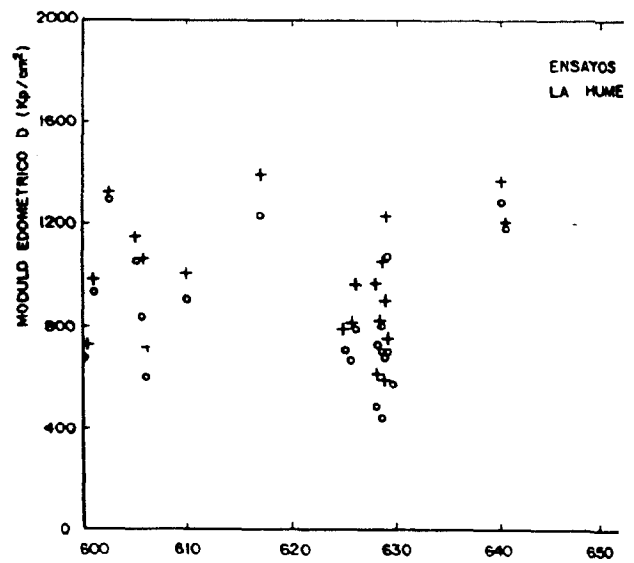
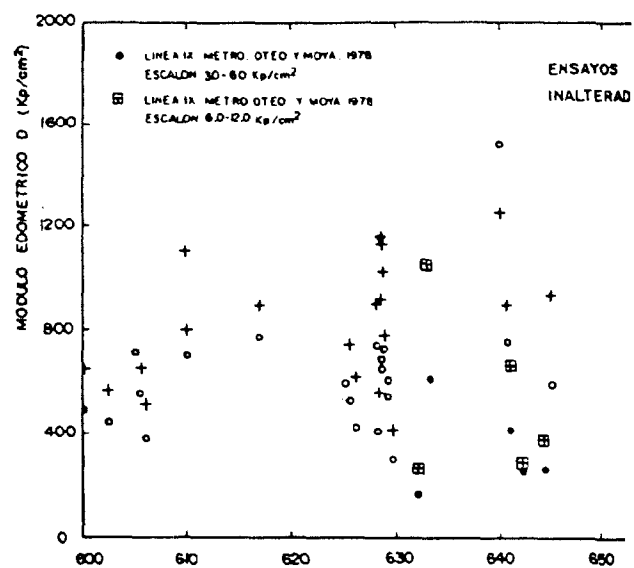


FIG. V.29- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE CARGA.

ESCALONES ● 3.0 - 6.0 Kp/cm²
 + 6.0 - 12.0 Kp/cm²

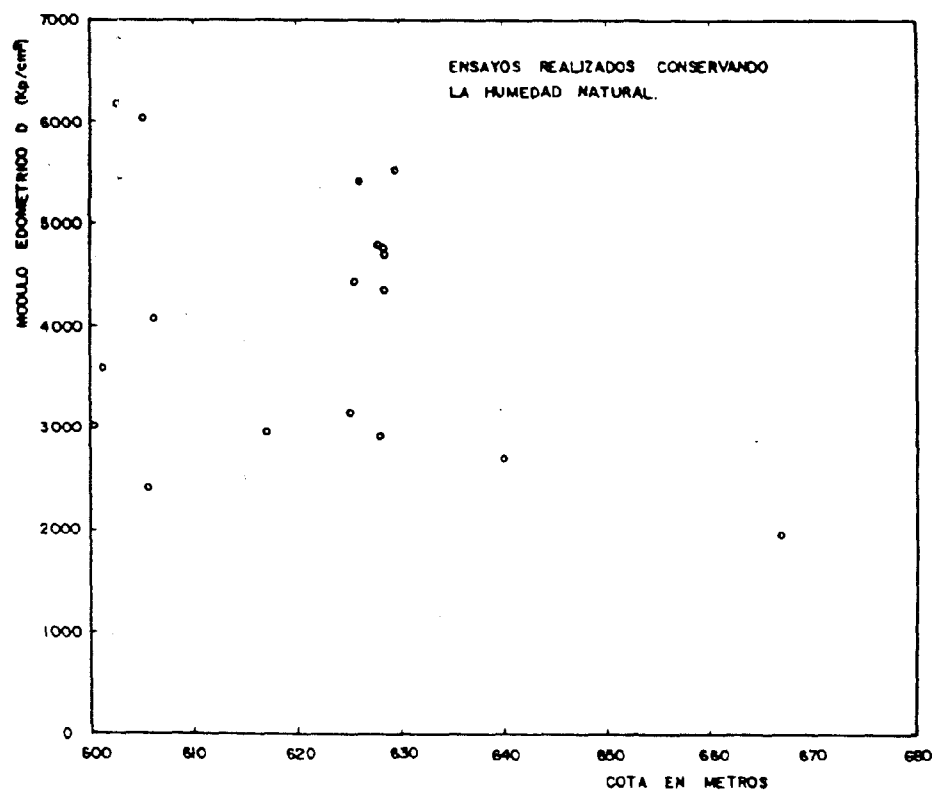
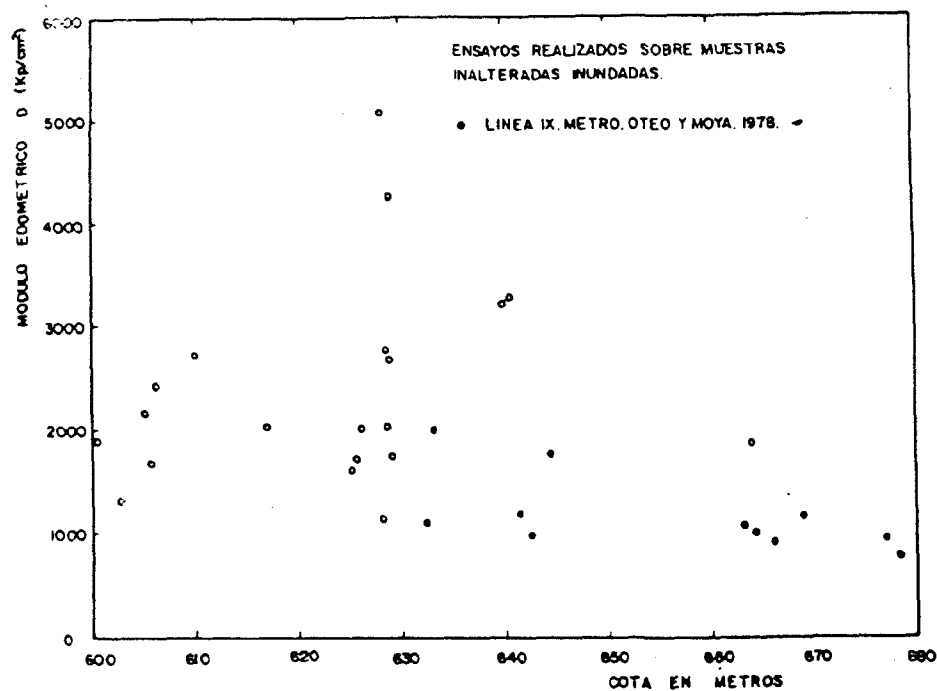
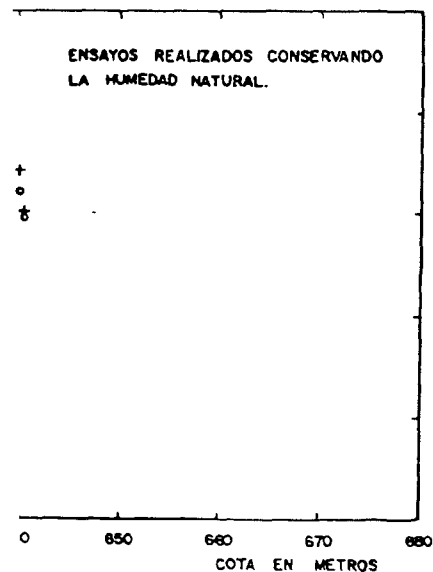
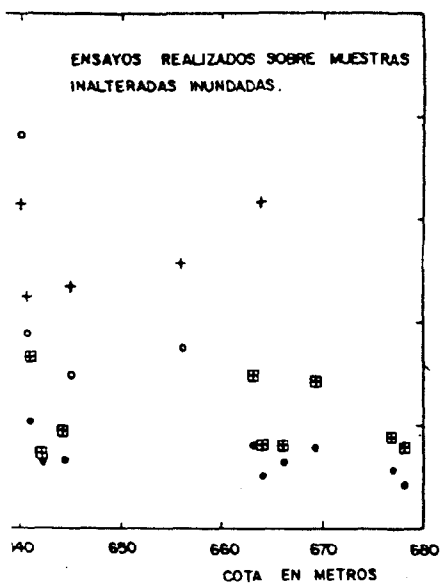


FIG. V.30.- MODULOS EDOMETRICOS CORRESPONDIENTES A LA RAMA DE DESCARGA. ESCALON 12.0 - 3.0 Kp/cm²

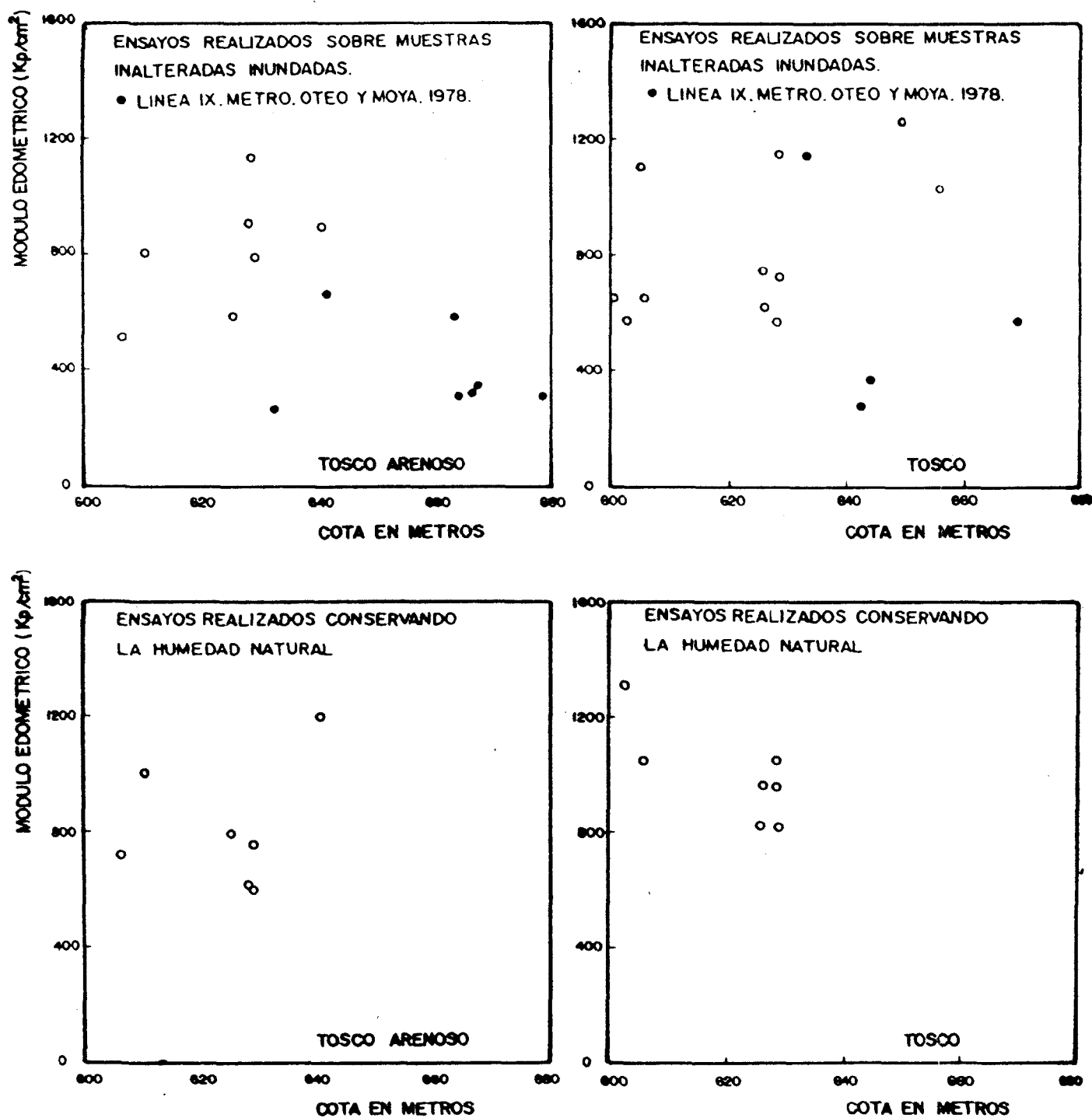


FIGURA V. 31.- RELACION ENTRE EL MODULO EDOMETRICO CORRESPONDIENTE AL ESCALON 6.0 -12.0 Kp/cm² DE LA RAMA DE CARGA Y LA COTA.

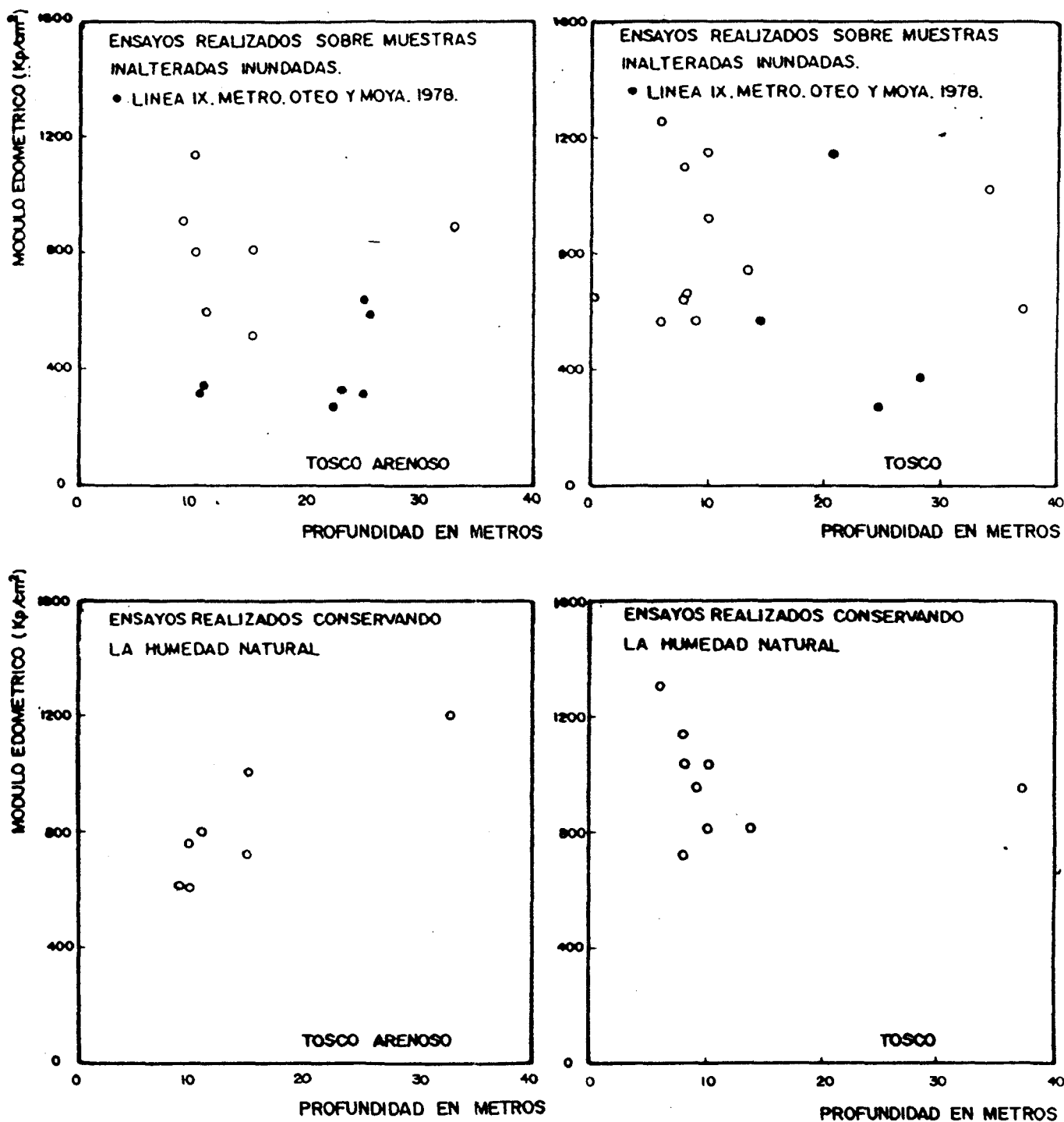


FIGURA V.32 RELACION ENTRE EL MODULO EDMETRICO CORRESPONDIENTE AL ESCALON 6.0 - 12.0 Kg/cm² DE LA RAMA DE CARGA Y LA PROFUNDIDAD

bargó esto tampoco puede afirmarse claramente en los gráficos de la Figura V.32, en donde al separar los materiales, tosco arenoso y tosco - los conjuntos muestreados pueden constituir una población pequeña con la cual no se aprecian claramente las tendencias. Incluso si se entremezclan tosco y tosco arenoso no parece tampoco haber una tendencia clara. Solo parece haber una tendencia de aumento con la profundidad cuando se consideran muestras tomadas proximalmente, pero no siempre.

De las relaciones entre el índice de huecos y la presión de consolidación se deduce, cuando dicha relación comienza a ser lineal, en escala semilogarítmica, el índice de compresión correspondiente a la rama - de compresión noval. En las Figuras V.33 y V.34 se representa el índice - de compresión obtenido en las muestras ensayadas, frente a la humedad natural y límite líquido, considerando tanto los ensayos efectuados sobre muestras inalteradas como los efectuados sobre muestras en las que se conserva la humedad natural. En estos gráficos se observa que el índice de compresión aumenta con la humedad y con el límite líquido, en ensayos realizados sobre muestras inalteradas, pero tomando siempre valores muy por - debajo de la línea de regresión ($C_c = 0.99\omega^{1.315}$) entre C_c y ω deducida por J. Salas y Justo, para los suelos españoles normalmente consolidados ó ligeramente sobreconsolidados, y también por debajo de la recta de regresión ($C_c = 0.0097 W_L - 16.4$) entre C_c y W_L deducida para los mismos suelos. La mayor parte de los valores del índice de compresión están comprendi-dos entre $C_c = 0.025$ y $C_c = 0.050$. En estos mismos ensayos, realizados sobre muestras inalteradas, los valores obtenidos para el índice de hinchamiento C_s , varían entre $1/3$ y $1/9$ de C_c , con un valor medio de $1/5$ en el tos

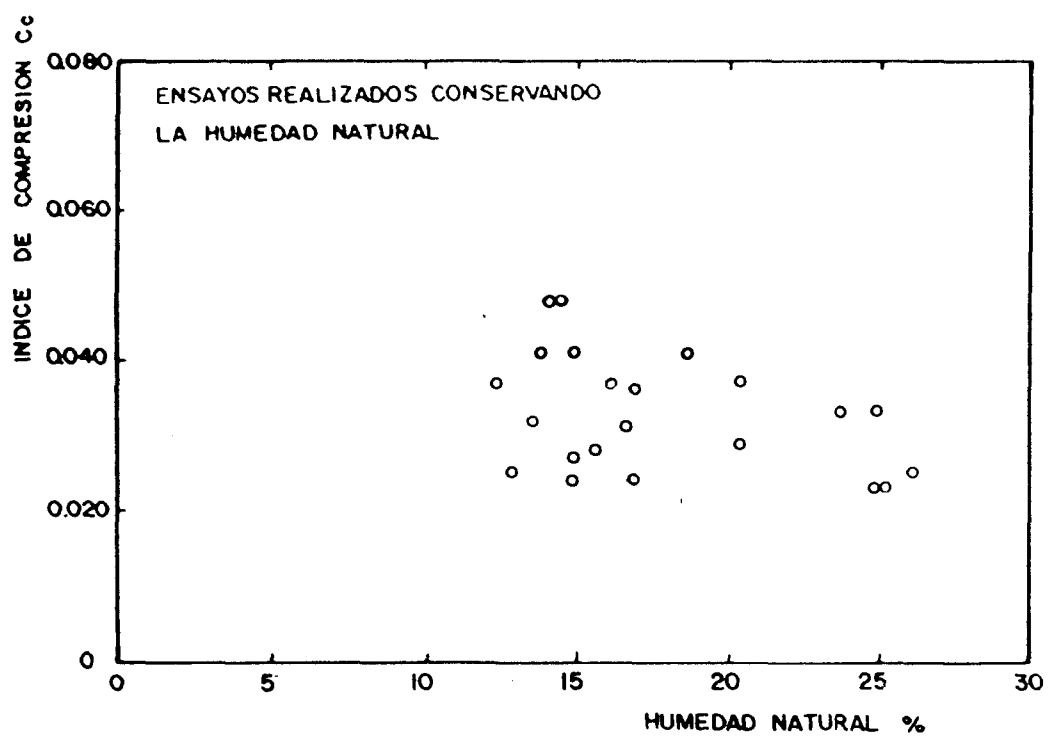
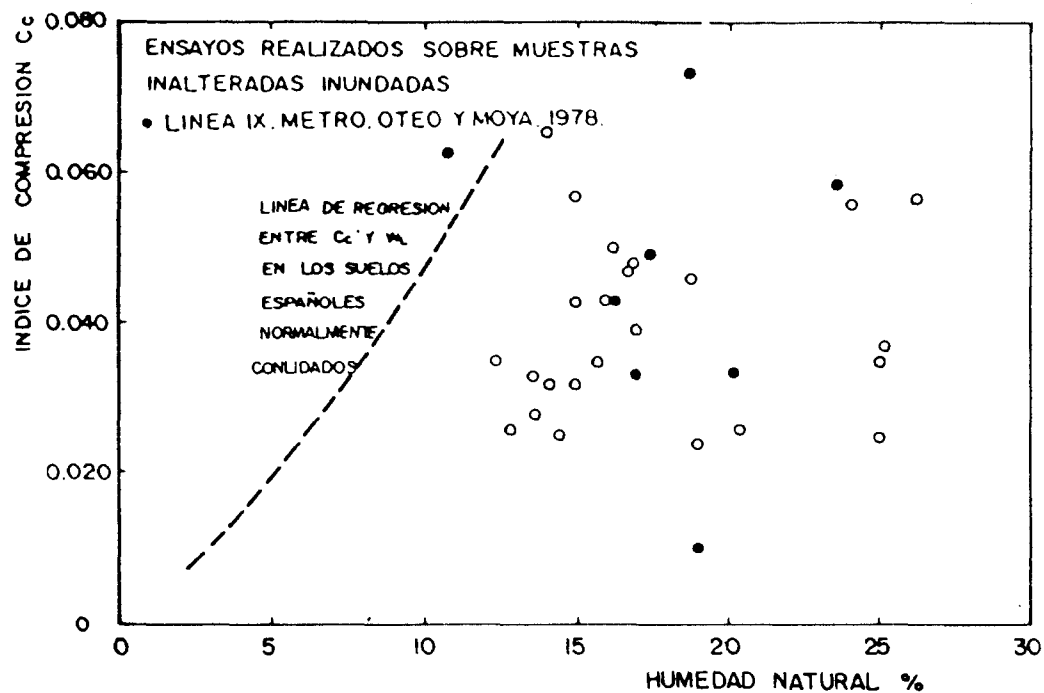


FIG. V. 33.-

RELACION ENTRE EL INDICE DE COMPRESION
Y LA HUMEDAD NATURAL CORRESPONDIENTE AL
ESCALON DE CARGA 6.0-12.0 Kp/cm²

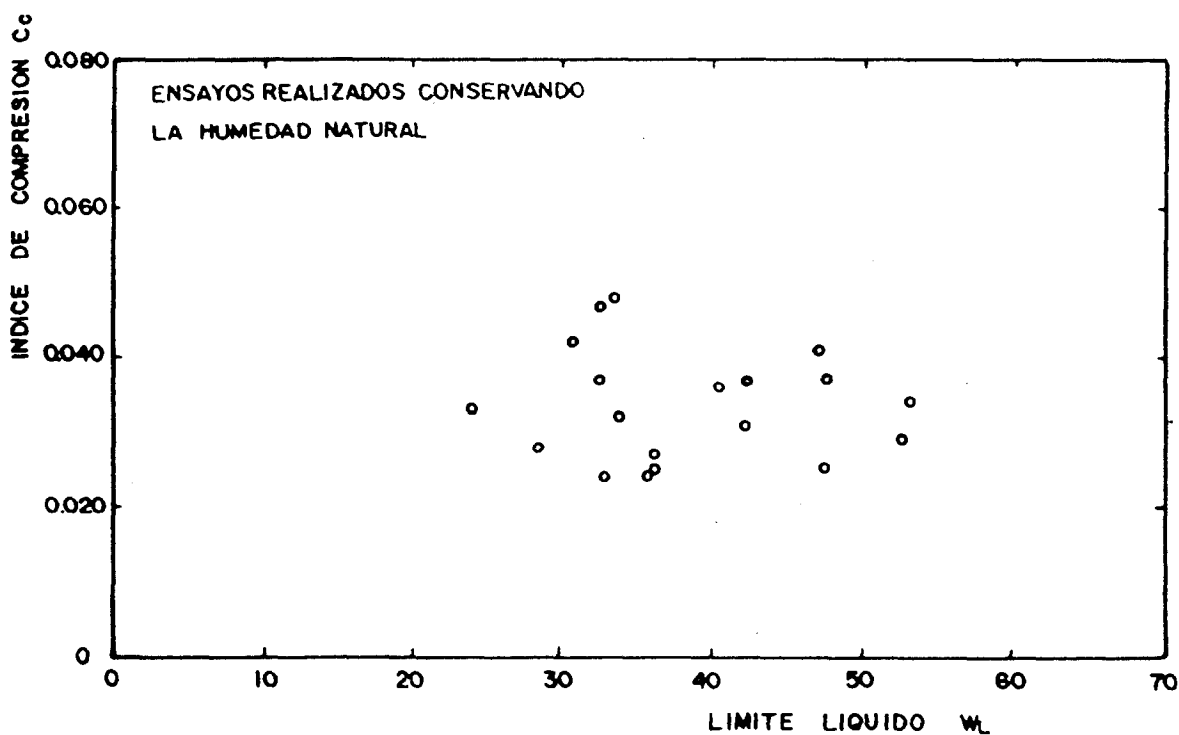
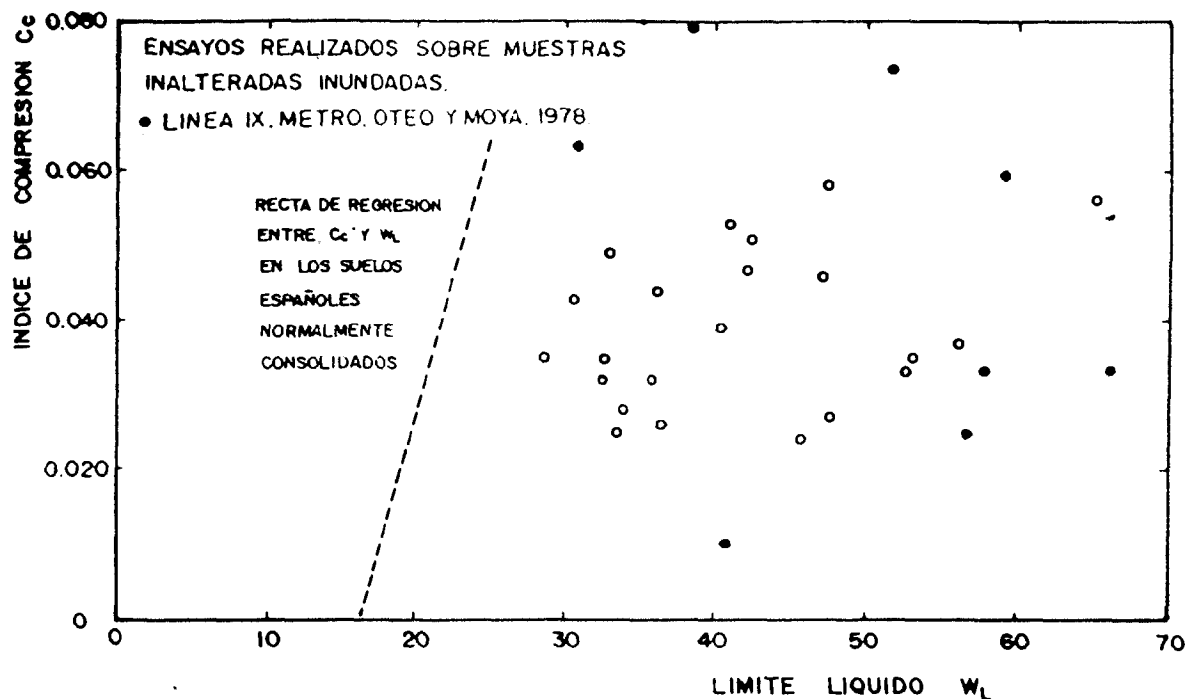


FIG. V. 34.-

RELACION ENTRE EL INDICE DE COMPRESION Y EL LIMITE LIQUIDO, CORRESPONDIENTE AL ESCALON DE CARGA 6 - 12 Kp/cm²

co arenoso y entre $1/2$ y $1/6$ de C_c , con un valor medio de $1/3$ en el tosco.

Como se ve, cuanto más arcilloso es el suelo tosquizo, más --
próximos están entre si los índices de compresión e hinchamiento, lo --
cual puede explicarse por la tendencia al hinchamiento en aquellos sue-
los con mayor contenido de finos, recuperando en la descarga un porcen-
taje mayor de la máxima deformación adquirida.

En los ensayos realizados sobre muestras en las que se conserva
la humedad natural no se apreciaba una relación clara entre el índice
de compresión y la humedad natural ó el límite líquido, siendo los valo
res del índice de compresión del orden de 0,75 de los obtenidos en los
ensayos de tipo convencional. En cuanto al índice de hinchamiento obte-
nido en estos ensayos varia entre $1/5$ y $1/18$ de C_c , con un valor medio
de $1/11$ en el tosco arenoso y entre $1/2$ y $1/9$, con un valor medio de $1/6$
en el tosco, siendo dicho índice del orden de 0,50 del obtenido en los
ensayos realizados sobre muestras inalteradas.

Los coeficientes de consolidación se han determinado por el
método logarítmico ó de Casagrande en los escalones $0,8-1,5 \text{ Kp/cm}^2$, $1,5-$
 $3,0 \text{ Kp/cm}^2$ y $3,0-6,0 \text{ Kp/cm}^2$ correspondientes a la rama de compresión no
val, en los ensayos realizados sobre muestras inalteradas iundadas. Te-
niendo en cuenta los módulos edométricos obtenidos en los escalones y ad
mitiendo la relación $C_v = \frac{D \times k_v}{\gamma_w}$ de la teoria de consolidación unidimenen
sional de Terzaghi-Fröhlich, entre el coeficiente de consolidación (C_v),
módulo edométrico (D) y coeficiente de permeabilidad vertical (k_v), se

ha determinado este último en los escalones de carga mencionados.

En las Figuras V.35 y V.36 se han representado los coeficientes de consolidación unidimensional, obtenidos en los tres escalones de carga, frente al límite líquido y humedad natural respectivamente. De la observación de estos gráficos se deduce que el coeficiente de consolidación tiende a aumentar con la plasticidad y humedad natural al menos en los escalones de carga $1,5-3,0 \text{ Kp/cm}^2$ y $3,0-6,0 \text{ Kp/cm}^2$, estando el rango de valores obtenidos entre $0,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$ y $4,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg}$.

Los valores medios del coeficiente de consolidación y coeficiente de permeabilidad, obtenidos en los tres escalones de carga considerados para el tosco arenoso y tosco, se exponen en la tabla V.4.

TABLA V.4.

VALORES MEDIOS DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION C_v Y DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD VERTICAL K_v OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS REALIZADOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS PARA DIVERSOS ESCALONES DE CARGA.

	ESCALON $0,8-1,5 \text{ Kp/cm}^2$		ESCALON $1,5-3,0 \text{ Kp/cm}^2$		ESCALON $3,0-6,0 \text{ Kp/cm}^2$	
	C_v $\text{cm}^2/\text{seg.}$	K_v $\text{cm}/\text{seg.}$	C_v cm^2/seg	K_v cm/seg	C_v $\text{cm}^2/\text{seg.}$	K_v $\text{cm}/\text{seg.}$
TOSCO ARENOSO	$2,3 \times 10^{-4}$	$12,8 \times 10^{-10}$	$2,3 \times 10^{-4}$	$7,7 \times 10^{-10}$	$2,04 \times 10^{-4}$	$4,3 \times 10^{-10}$
TOSCO	$2,6 \times 10^{-4}$	$8,5 \times 10^{-10}$	$2,5 \times 10^{-4}$	$6,4 \times 10^{-10}$	$2,10 \times 10^{-4}$	$3,7 \times 10^{-10}$

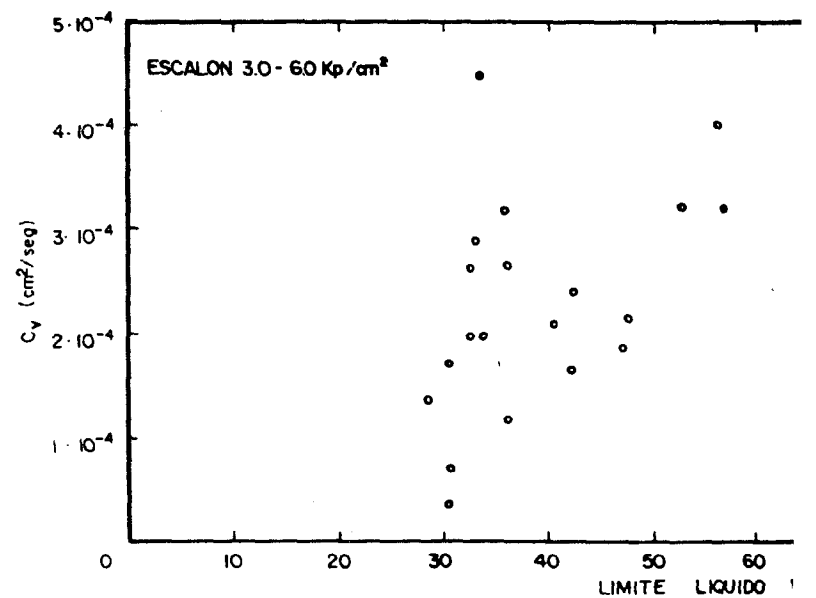
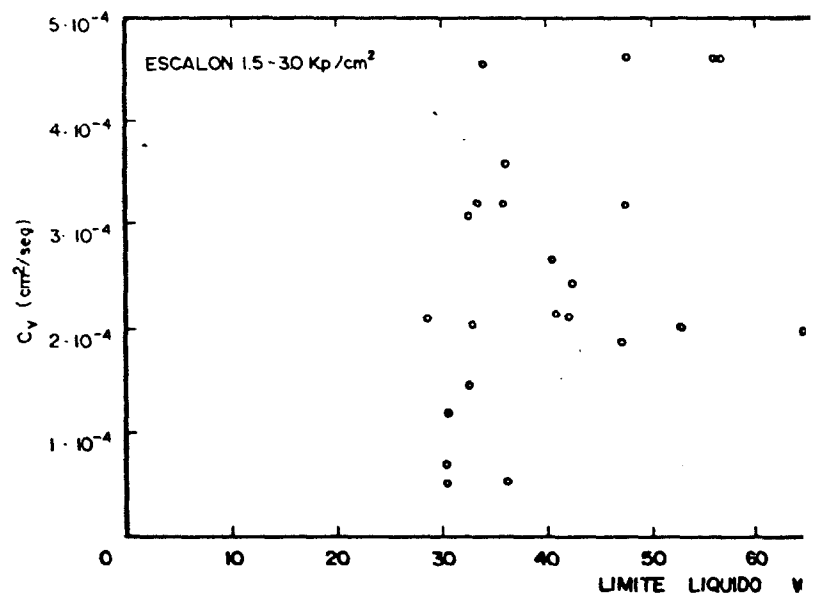
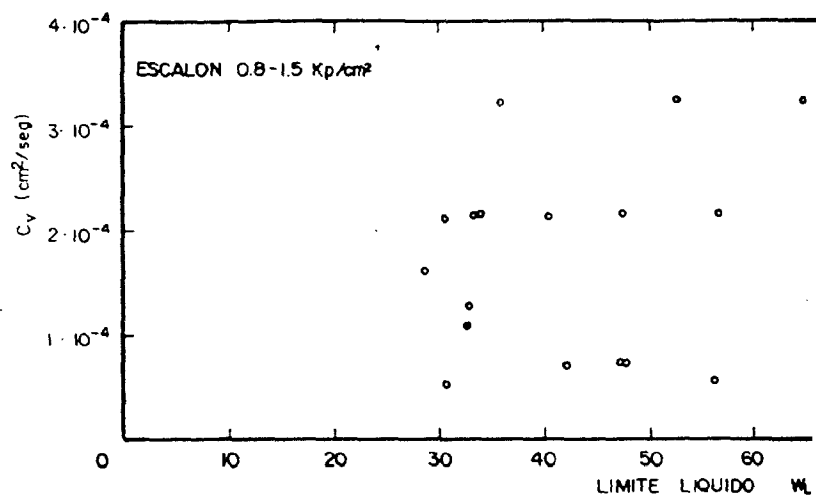
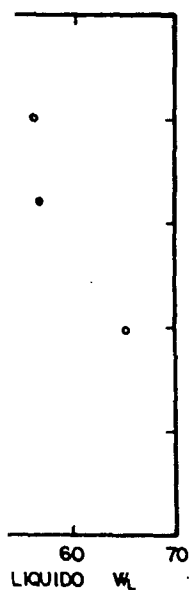
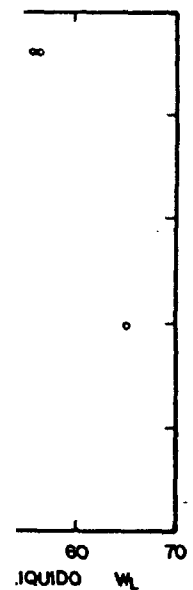
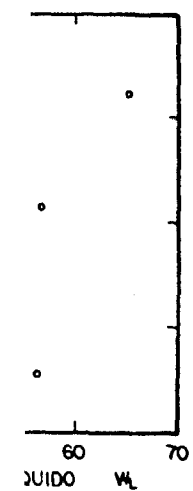


FIG. V. 35.- RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y EL LIMITE LIQUIDO OBTENIDO A PARTIR DE ENSAYOS EDOMETRICOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS INUNDADAS



CONSOLIDACION C_v
R DE ENSAYOS
DAS INUNDADAS.

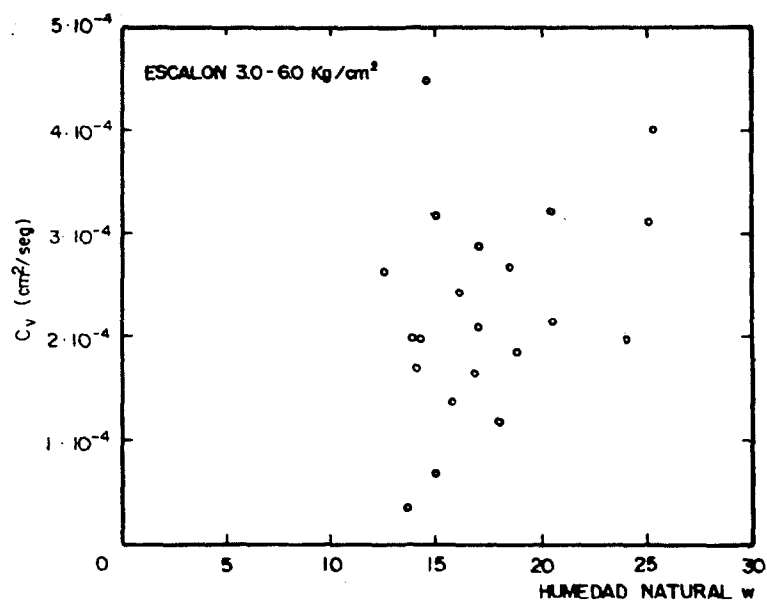
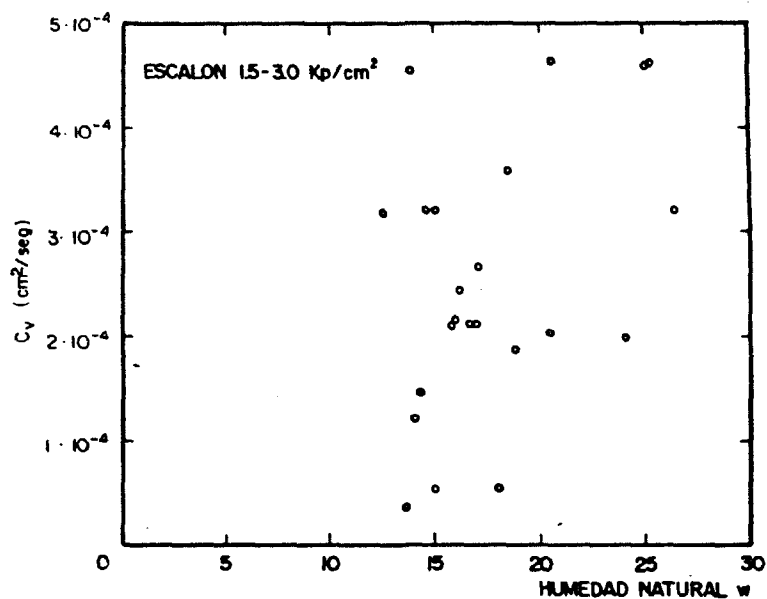
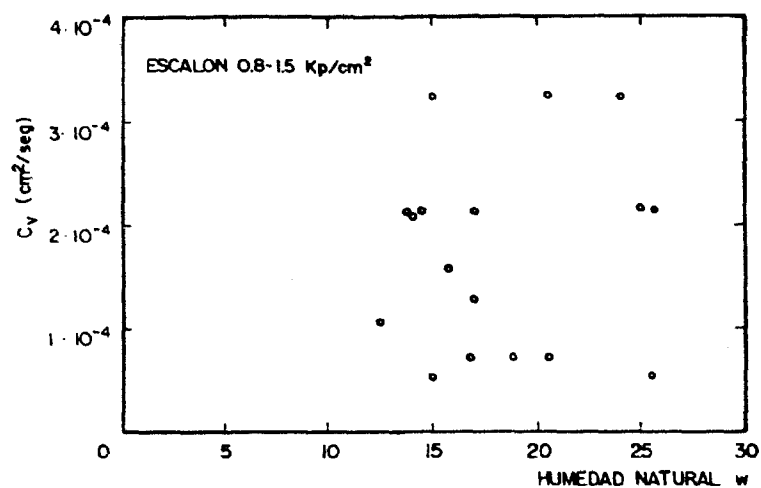


FIG. V.36.- RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION C_v Y LA HUMEDAD NATURAL OBTENIDO A PARTIR DE ENSAYOS EDOMETRICOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS INUNDADAS.

De los valores expuestos se extraen varias conclusiones. El coeficiente de consolidación se mantiene aproximadamente constante en cada uno de los materiales, si bien disminuye ligeramente al aumentar la presión de consolidación. Esto mismo encontraron diversos autores (Moran et al. 1958; Leonards y Ramiah, 1959; Hansbo, 1960; Wissa y Heiberg, 1969) cuando la presión de consolidación es inferior a la de preconsolidación, lo que hace suponer que en los suelos tosquizos ensayados, la presión de preconsolidación aparente puede ser superior a 6 Kp/cm^2 . La tendencia a aumentar C_v con la plasticidad y contenido de humedad natural, puesta de manifiesto en las Figuras V.35 y V.36 queda reflejada también en la Tabla V.4. (escalones $1,5 - 3,0 \text{ Kp/cm}^2$ y $3,0 - 6,0 \text{ Kp/cm}^2$) al ser C_v ligeramente superior en el tosco, como corresponde a su material más plástico y con mayor contenido de humedad que el tosco arenoso.

En cuanto al coeficiente de permeabilidad vertical, k_v , se aprecia una clara disminución al aumentar la presión de consolidación lo que está de acuerdo con el aumento del módulo edométrico al aumentar σ' , si se admite que C_v es sensiblemente constante, como así se ha comprobado. Por otra parte el coeficiente de permeabilidad, k_v , es inferior en el tosco, como corresponde a un suelo con el mismo origen que el tosco arenoso, pero con un mayor contenido de finos.

Las tendencias observadas, respecto a C_v y k_v para el tosco arenoso y tosco, se mantienen también en la arena tosquiza y tosco arcilloso, sin embargo se ha preferido no dar valores medios, debido a

que el número de datos disponibles del conjunto muestreado constituye una pequeña población.

La presión de preconsolidación se ha obtenido a partir de las curvas edométricas correspondientes a las muestras inalteradas mediante la construcción de Casagrande. Como se puede ver en la Figura V.37, la presión de preconsolidación así determinada es, generalmente, inferior que la correspondiente al peso del suelo situado por encima del punto donde se tomó la muestra. Incluso en aquellas muestras en las que la presión de preconsolidación es superior al peso de altura de suelo, resulta muy inferior a la que se debería haber obtenido suponiendo (como se comentó en el Capítulo III) que el final del relleno de la cuenca terciaria en la zona centro de la capital pudo alcanzar una cota ligeramente superior a los 700 metros. Esto nos indica, que no es correcta la aplicación del método de construcción de Casagrande a las curvas edométricas de muestras inalteradas en los suelos tosquizados de Madrid, debido posiblemente a la alteración y remoldeo del suelo, que supone la toma de bloques "in situ" y posterior tallado de la pastilla de suelo, habiéndose producido una importante alteración en la estructura de la superficie de esas pastillas, alteración que sin duda, teniendo en cuenta su pequeño espesor, alcanzará a toda la altura de la probeta ensayada.

En las curvas edométricas obtenidas en los ensayos en los -- que se conserva la humedad natural se ha realizado también la construc

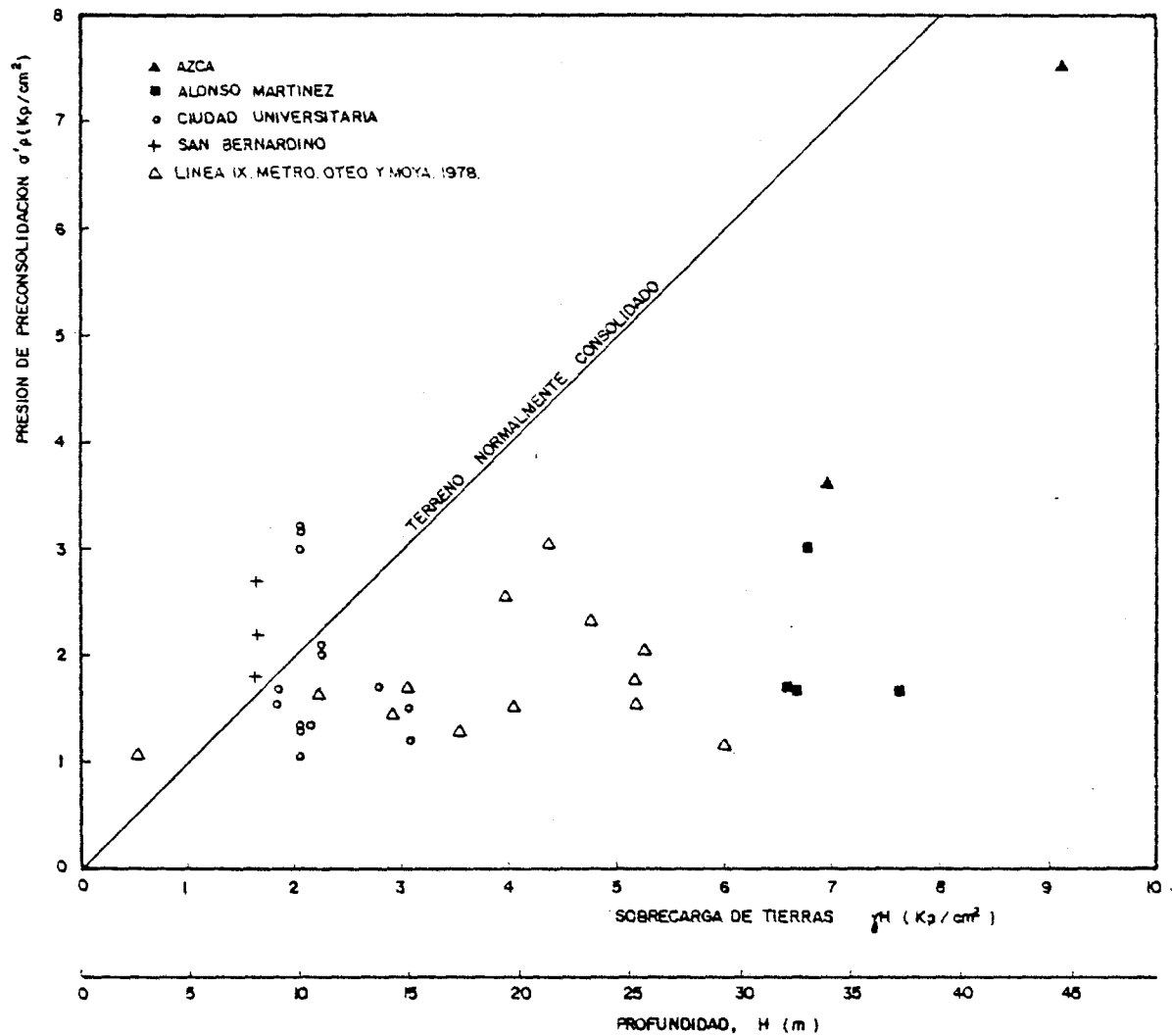


FIGURA V.37 RELACION ENTRE LA PRESION DE PRECONSOLIDACION DEDUCIDA EN EL EDOMETRO A PARTIR DE ENSAYOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS Y LA PRESION DEBIDA A LA PRESION DE TIERRAS

ción de Casagrande para estimar la presión de preconsolidación, habiéndose obtenido presiones algo superiores, pero generalmente, también inferiores a la presión debida a la altura de terreno situada por encima del punto que ocupa la muestra "in situ". Esto es lógico ya que el procedimiento de toma de muestras y tallado de la pastilla es el mismo, siendo sólo diferente el procedimiento de ensayo, al no estar el suelo en contacto con agua durante los procesos de carga y descarga.

No obstante, según Terzaghi y Peck es posible averiguar si un suelo arcilloso está fuertemente sobreconsolidado. Para ello, en el plano, índice de huecos-presión de consolidación, se determina el punto A(e_0, σ'_0), correspondiente a las condiciones iniciales de la muestra en el suelo (índice de huecos, presión debida a la altura del terreno), viendo la posición de este punto respecto a la prolongación (hacia atrás) de la rama de compresión noval. Según estos autores si el punto A está situado a la izquierda de dicha recta, al menos en algunos de los ensayos edométricos realizados sobre muestras tomadas en una misma zona, la presión de preconsolidación será bastante mayor que la presión a la que se encuentran sometidas esas muestras, debida a la altura actual de suelos. Realizada la construcción comentada en los gráficos de las curvas edométricas obtenidas en esta investigación, el punto A se encuentra en efecto a la izquierda de la prolongación hacia atrás de la rama de compresión noval en algunas curvas correspondientes a muestras procedentes de la Ciudad Universitaria, San Bernardino y Carabanchel, encontrándose, por tanto, según este criterio, fuerte-

mente preconsolidadas. Esta preconsolidación puede, sin embargo, ser debida al menos en parte, a la cementación del suelo (Bjerrum, 1967), que como veremos es importante en la estructura de los suelos tosquidos de Madrid.

V.3.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS EDOMETRICOS BAJO DEFORMACION CONTROLADA

V.3.1.- Descripción de los ensayos realizados

Se han llevado a cabo, para su estudio y presentación en este trabajo, 5 ensayos edométricos bajo deformación controlada (C.R.S.) sobre muestras remoldeadas y dieciseis ensayos sobre muestras inalteradas. El suelo utilizado en las muestras remoldeadas pertenece a la muestra M-20, tomada en la Línea de FF.CC. Metropolitano Alonso Martinez-Plaza de España. En los ensayos realizados sobre muestras inalteradas se han seleccionado una parte de las muestras tomadas en la Ciudad Universitaria, Parque del Oeste y Línea de FF.CC. Metropolitano Alonso Martinez-Plaza de España. A continuación se describen las características propias de estos ensayos, los objetivos buscados, se presentan y analizan los resultados y se comparan con los obtenidos en los ensayos edométricos realizados en células de tipo convencional y especiales.

A) Muestras remoldeadas

Con los ensayos efectuados sobre muestras remoldeadas, se persigue fundamentalmente conocer la forma de las curvas $D-\sigma'$, así como la respuesta del suelo al pasar por la presión a la que previamente se han preconsolidado las pastillas de suelo.

El suelo seleccionado para estos ensayos pertenece a la muestra M-20. Las muestras remoldeadas se han preparado en cámara húmeda, machacando el suelo hasta conseguir un tamaño de partículas del orden

de 0,2 mm. El suelo así preparado se ha introducido en el anillo del edómetro (de 19 mm. de altura) compactándolo en tres o cuatro capas. Con objeto de no efectuar una preconsolidación excesiva durante esta compactación, las pastillas montadas en el anillo tienen una densidad seca algo inferior, entre un 4% y un 13% menos que la del suelo natural "in situ".

Una vez montadas las muestras en la célula edométrica se saturan mediante la aplicación de una presión de cola, por incrementos de $0,5 \text{ Kp/cm}^2$, hasta alcanzar los 3 Kp/cm^2 . Antes de iniciar el proceso de carga, el estado de saturación se comprueba mediante la aplicación de una pequeña presión de célula 0,1 a $0,2 \text{ Kp/cm}^2$ y observándose si esta presión es inmediatamente captada por el transductor de presión intersticial conectado a la base inferior de la pastilla. A continuación se aplica, de forma continua, la carga vertical, estando la pastilla de suelo confinada lateralmente, hasta llegar a la presión de preconsolidación que se desea alcanzar. Esta presión se mantiene entre 24 y 36 horas, dando lugar a que se disipe por completo la presión intersticial en todos los puntos de la probeta. Seguidamente se descarga, hasta una presión, distinta en cada caso, y claramente inferior a la presión de preconsolidación. El proceso de recarga se inicia después de 24 horas de mantener la presión a la que llega en la descarga hasta llegar a una presión superior a la carga de preconsolidación. Finalmente se descarga la pastilla de suelo después de haber dado lugar a la disipación de presiones intersticiales.

Tanto los procesos de carga como de descarga se conducen desplazando la base de la prensa a una velocidad de 0,0005 pulgadas por minuto, la cuál, en ensayos previos, hemos considerado como adecuada para que, por una parte los ensayos no sean excesivamente largos y por otra parte no provocar elevadas presiones de agua en la base de la pastilla, durante el proceso de carga. Esta velocidad de desplazamiento de la prensa ha supuesto una velocidad de deformación vertical de las pastillas de suelo comprendida entre $5 \times 10^{-6} \text{ seg}^{-1}$ y $9 \times 10^{-6} \text{ seg}^{-1}$, teniendo en cuenta que el anillo dinamométrico, intercalado entre el pistón de carga y el bastidor de la prensa también se deforman. Este anillo realmente no es necesario para registrar la carga, ya que el pistón de carga lleva incorporada una célula de carga; sin embargo hemos preferido disponer de un doble sistema de control de carga.

Tanto en estos ensayos, como en los que hemos realizado sobre muestras inalteradas, se ha seguido el criterio de no sobrepasar una velocidad de deformación tal que suponga valores superiores a 0,3 para la relación $\Delta u_e / \Delta \sigma$, donde Δu_e es el incremento de presión intersticial en la base de la pastilla y $\Delta \sigma$ el incremento de carga total, criterio que suele proporcionar buenos resultados y que es normalmente seguido por el Norwegian Institute of Technology de Trondheim.

Durante los procesos de carga y descarga quedan registrados, automáticamente, la carga, el asiento de la pastilla y la presión intersticial en la base de la misma, disponiendo de doble sistema de me

dida de la carga y asiento de la pastilla.

En la Tabla V.5 figuran las propiedades de estado de las pastillas de suelo con las que se han llevado a cabo los ensayos sobre -- muestras remoldeadas, así como la preconsolidación previa de cada probeta y la velocidad de deformación de cada ensayo.

TABLA V.5.

CONDICIONES DE LOS ENSAYOS C.R.S. EFECTUADOS
CON LAS PASTILLAS DE SUELO REMOLDEADAS.

MUESTRA	HUMEDAD INICIAL %	DENSIDAD SECA (T/m ³)	CARGA DE PRECONSOLIDA CION (Kp/cm ²)	VELOCIDAD DE DEFORMA CION (seg ⁻¹)	CARGA A LA QUE SE INI CIA EL PRO CESO DE RE CARGA
M-20.1	24.5	1,429	2,77	$6-9 \times 10^{-6}$	0,15
M-20.1	24,0	1,450	4,00	$7-9 \times 10^{-6}$	0,49
M.20.3	24,5	1,425	4,48	$6,5-9,5 \times 10^{-6}$	1,59
M-20.4	19,0	1,580	9,4	$5,5-8,8 \times 10^{-6}$	4,37
M-20.5	23,1	1,560	12,71	$4,8-7,0 \times 10^{-6}$	5,12

B) Muestras inalteradas

La finalidad de los ensayos edométricos bajo deformación controlada, realizados sobre muestras inalteradas es conocer la respuesta tensión-deformación de los suelos tosquizos de Madrid en un consolidómetro de carga continua, con posibilidad de controlar, durante la carga, la presión intersticial en los puntos del plano horizontal situado en la base de la muestra. Los módulos edométricos medidos, tanto en diversos estados tensionales de la rama de carga como de descarga pueden ser comparados con los obtenidos en edómetros convencionales. En principio, los módulos deben ser del mismo orden de magnitud, aunque dependerá en gran medida, de la hipótesis que se haga sobre la distribución de la presión intersticial según los diversos planos horizontales de la pastilla de suelo.

A partir del estudio que se realiza a continuación de los ensayos efectuados sobre muestras remoldeadas de suelo tosquizado, artificialmente preconsolidadas, dispondremos de algunos criterios para estimar una acotación de la máxima presión, debida al peso de suelos suprayacentes, a la que ha podido estar sometido un determinado punto del terreno, presión que, como se sabe, influye de forma importante en el comportamiento tensodeformacional de un suelo.

En estos ensayos, la muestra se introduce en el anillo tallándola en cámara húmeda. Una vez montada la probeta en la cámara de ensayo se satura, mediante presión de cola y la misma célula, por escalones

de $0,5 \text{ Kp/cm}^2$ hasta alcanzar una contrapresión comprendida entre 4 y 6 Kp/cm^2 , comprobando que la pastilla de suelo está saturada cuando un pequeño incremento de presión célula ($0,1 - 0,2 \text{ Kp/cm}^2$) es registrado en el transductor de presión intersticial situado en la base de la probeta. El proceso de saturación se ha completado normalmente entre dos y cuatro días, dependiendo de la mayor o menor permeabilidad del suelo tosquizado. A continuación se inicia el proceso de carga hasta alcanzar una presión total comprendida en la mayor parte de los ensayos entre $20,5 \text{ Kp/cm}^2$ y 25 Kp/cm^2 , descargando finalmente hasta una presión comprendida entre $0,5 \text{ Kp/cm}^2$ y $1,5 \text{ Kp/cm}^2$ después de mantener la máxima presión durante 24 horas. La velocidad de deformación durante el proceso de carga de cada ensayo, cuya duración varia entre 3 y 4 horas, está generalmente comprendida en el intervalo $5-12 \times 10^{-6} \text{ seg}^{-1}$, siendo la velocidad de desplazamiento de la base de la prensa $0,0005$ pulgadas por minuto, tanto en carga como en descarga. Igual que en los ensayos sobre muestras remoldeadas, quedan registradas, automáticamente, en cada instante, la carga total aplicada, el asiento de la pastilla de suelo y la presión intersticial en la base de la misma, disponiendo de doble sistema de medida en la carga y asiento.

En la Tabla V.6 quedan reflejadas las características iniciales y velocidad de deformación de las muestras ensayadas. Otras propiedades de estas muestras pueden verse en la Tabla IV.2.

TABLA V.6

CARACTERISTICAS INICIALES DE LAS MUESTRAS Y VELOCIDAD DE DEFORMACION
ENSAYOS C.R.S. EFECTUADOS SOBRE MUESTRAS INALTERADAS.

MUESTRA	COTA DE PROCEDENCIA (m.)	DENOMINACION	HUMEDAD INICIAL (%)	DENSIDAD SECA (T/m ³)	VELOCIDAD DE DEFORMACION (seg ⁻¹)
M-1	628	Tosco	24,0	1,64	0,2 - 0,33 x 10 ⁻⁶
M-2	628	Tosco arenoso	14,0	1,79	5 - 8,5 x 10 ⁻⁶
M-3	628,5	Tosco	19,7	1,72	5 - 7 x 10 ⁻⁶
M-4	628,5	Tosco arenoso	14,2	1,80	5,5 - 8,5 x 10 ⁻⁶
M-5	628,5	Tosco	18,0	1,70	4,6 - 7,6 x 10 ⁻⁶
M-7	625	Tosco arenoso	16,1	1,78	5,3 - 7,3 x 10 ⁻⁶
M-8	628,75	Arena tosquiza	12,5	1,82	5,2 - 7,8 x 10 ⁻⁶
M-10	606	Tosco arenoso	14,0	1,78	5 - 11 x 10 ⁻⁶
M-12	610	Tosco arenoso	14,4	1,87	5 - 12 x 10 ⁻⁶
M-13	629,5	Arena tosquiza	12,6	1,82	5 - 11,2 x 10 ⁻⁶
M-15	605	Tosco	15,5	1,80	5,5 - 13,5 x 10 ⁻⁶
M-17	601	Tosco arcilloso	23,4	1,59	5 - 12 x 10 ⁻⁶
M-19	605,5	Tosco	16,7	1,77	5 - 7,5 x 10 ⁻⁶
M-20	640	Tosco arcilloso	24,1	1,65	4,6 - 8,8 x 10 ⁻⁶
M-21	617	Tosco arcilloso	24,3	1,60	5,3 - 9 x 10 ⁻⁶
M-23	626	Tosco	15,5	1,80	5,2 - 8 x 10 ⁻⁶

V.3.2.- Resultados obtenidos

Como se ha indicado anteriormente, una de las finalidades -perseguidas en los ensayos bajo deformación controlada realizados sobre muestras remoldeadas con el consolidómetro de carga continua que hemos puesto a punto en el Laboratorio de Geotécnica y Cimientos de - de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid, es el estudio de las relaciones tensión-deformación obtenidas a partir de probetas previamente preconsolidadas de un suelo tosquizo.

Todos los métodos existentes para determinar la preconsolidación del suelo procedente de un punto del terreno, siendo la preconsolidación debida tanto al peso del suelo ó hiello suprayacente desaparecido, desecación, como a la propia estructura y fábrica del suelo - cementación- , están basados en un diferente comportamiento tensión-deformación, antes y después de pasar por la presión de preconsolidación. Los procedimientos clásicos, basados en la interpretación de - ensayos edométricos de tipo convencional tienen el inconveniente de - la poca precisión que se consigue, al estar cualquiera de las relaciones tensión-deformación definida de forma discontinua.

El desarrollo durante la pasada década de consolidómetros de carga continua, entre los que se encuentra el C.R.S., ha contribuido al estudio de nuevos criterios para valorar y acotar la preconsolidación de un suelo. Al relacionar algunas propiedades ó características del suelo con la presión vertical efectiva se observa una -

respuesta distinta antes y después de pasar por la presión de preconsolidación, pudiendo acotar mejor esta al disponer de una información continua.

Aunque desde hace bastantes años, Janbu (1963, 1965, 1967 y 1969) han representado la deformación, ϵ , y módulo edométrico, D , frente a la presión de consolidación, σ' , en escala aritmética, es sólo en la última década (Wissa et al (1971), Stamatopoulos y Kotzias (1978), Janbu (1977), Sällfors (1975), Tavenas (1978), Janbu y Senneset (1979) cuando se han utilizado estas relaciones, $\epsilon - \sigma'$, $D - \sigma'$ junto con otras, como son el coeficiente de consolidación, C_v , frente a presión de consolidación, $C_v - \sigma'$, y velocidad de asiento, \dot{S} , frente a presión de consolidación, $\dot{S} - \sigma'$, como criterios para acotar la preconsolidación del suelo, aparte de observar la respuesta deformacional del terreno.

Diversas investigaciones, entre las que cabe citar, Stamatopoulos y Kotzias (1978) y Janbu y Senneset (1979), ponen de manifiesto un cambio de curvatura en la relación $\epsilon - \sigma'$ para una presión efectiva ligeramente superior a la presión de proconsolidación de la muestra ensayada. Al cambiar la curvatura se produce un punto de inflexión en la curva que representa la mencionada relación, verificándose en este punto $\frac{d^2\sigma'}{d\epsilon^2} = 0$. Teniendo en cuenta que el módulo edométrico tangente es $D = \frac{d\sigma'}{d\epsilon}$, en la presión correspondiente al punto de inflexión se cumple: $\frac{dD}{d\sigma'} = \frac{d^2\sigma'}{d\epsilon^2} \cdot \frac{d\epsilon}{d\sigma'} = 0$. Justo para la presión correspondiente al cambio de curvatura en la relación $\epsilon - \sigma'$ existe, - por tanto, un extremo relativo que la experimentación señala como mínimo, en la curva módulo edométrico-presión efectiva. En la presión -

que venimos señalando, se alcanza también un mínimo del coeficiente de consolidación, así como un apreciable cambio en la pendiente de la derivada del asiento, s , respecto al tiempo (velocidad de asiento, \dot{s}).

En las figuras V.38 a V.42 se han representado la deformación, módulo edométrico, velocidad de asiento y coeficiente de consolidación frente a la presión vertical efectiva, correspondientes a los ensayos que hemos efectuado sobre muestras remoldeadas, con las densidades y presión de preconsolidación indicadas en la Tabla V.5.

Como presión efectiva media se adopta el valor $\bar{\sigma}' = \sigma - \frac{2}{3} u_e$ y para determinar el coeficiente de consolidación se considera un comportamiento lineal del suelo, con lo cual $C_v = H^2 \Delta\sigma' / 2 \cdot u_e \cdot t$. En el Apendice I se explica y justifica la adopción de estos valores.

De la observación de las figuras se extraen las siguientes con secuencias:

- El mínimo valor del módulo edométrico, D , se corresponde, como estaba previsto, con un punto de inflexión en la curva $\epsilon - \sigma'$. A partir de ahora denominaremos σ'_o a la abcisa de este punto de inflexión cuando se haga referencia al mismo.

- El punto de abcisa σ'_o , coincide con un cambio de pendiente en la curva velocidad de deformación presión efectiva, $\dot{s} - \sigma'$, ten--diendo \dot{s} a permanecer constante a partir de dicha presión.

- El coeficiente de consolidación alcanza en σ'_o el menor valor de los hasta entonces registrados. A partir de este punto C_v tiende a estabilizarse, aunque sigue disminuyendo.

- En los casos estudiados, la presión a la que previamente se ha consolidado la pastilla de suelo, - presión de preconsolidación, P_p - está próxima a σ'_o , aunque es menor. P_p y σ'_o tienden a estar aparentemente más separadas cuanto mayor es P_p , aunque la relación P_p/σ'_o es prácticamente constante, del orden de 0,75 (0,72 - 0,77). Pueden anotarse en las proximidades de P_p las siguientes características:

- En la curva $\epsilon - \sigma'$, P_p está próximo, pero ligeramente anterior al punto de máxima curvatura, siendo a partir de este último cuando se produce un acusado cambio de pendiente.
- En el gráfico que relaciona el módulo edométrico con la presión efectiva, la presión de preconsolidación, P_p , se presenta próxima a un máximo relativo, punto a partir del cual D disminuye claramente antes de alcanzar el mínimo absoluto correspondiente al punto σ'_o .
- La presión de preconsolidación P_p , se presenta, en la relación entre la velocidad de asiento, y la presión efectiva, $\dot{s} - \sigma'$, alrededor de un mínimo relativo, de forma más clara en unos gráficos que en otros, si bien los valores de \dot{s} continúan creciendo antes de estabilizarse.

- En las curvas que representan la relación entre el coeficiente de consolidación y la presión efectiva, $C_v - \sigma'$, se observa que P_p está en las proximidades de un máximo relativo, cambiando, en algunos casi de forma clara la pendiente de la curva a partir de ese punto.

De las observaciones descritas, se desprende que aparte de que la presión de preconsolidación se presenta antes de la abscisa de σ'_o , correspondiente al mínimo del módulo edométrico, los signos más claros para acotar dicha presión de preconsolidación, se pueden apreciar por orden preferente, en las curvas $\epsilon - \sigma'$, $D - \sigma'$ y $\dot{S} - \sigma'$, estando más pobremente definida en la relación entre el coeficiente de consolidación y la presión efectiva. La relación entre P_p y σ'_o viene a ser del orden de 0,75.

La forma de U de el gráfico que relaciona el módulo edométrico con la presión efectiva, se observa también en los ensayos con este consolidómetro de carga continua, análogamente a los gráficos deducidos a partir de ensayos con edómetros convencionales, si bien una vez alcanzado el mínimo de D, es decir la rama derecha de la U, crece con una pendiente muy suave.

Los criterios expuestos serán utilizados en las relaciones que a continuación se exponen, deducidas de ensayos C.R.S. efectuados sobre muestras inalteradas procedentes de diversas zonas de Madrid, situadas a distintas cotas, con objeto de acotar en lo posible la presión de preconsolidación en los suelos tosquizos de la Capital.

MUESTRA REMOLDEADA

M.20.1

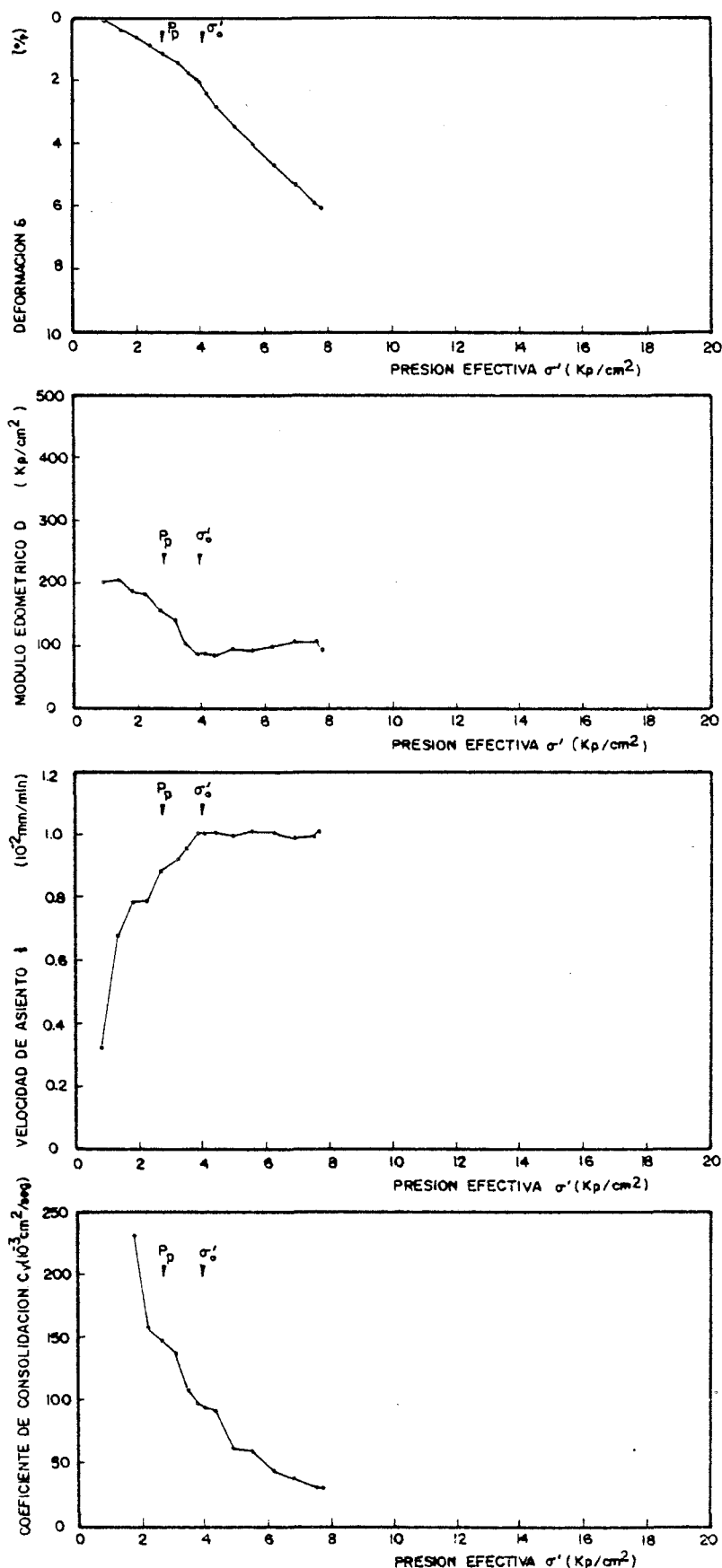
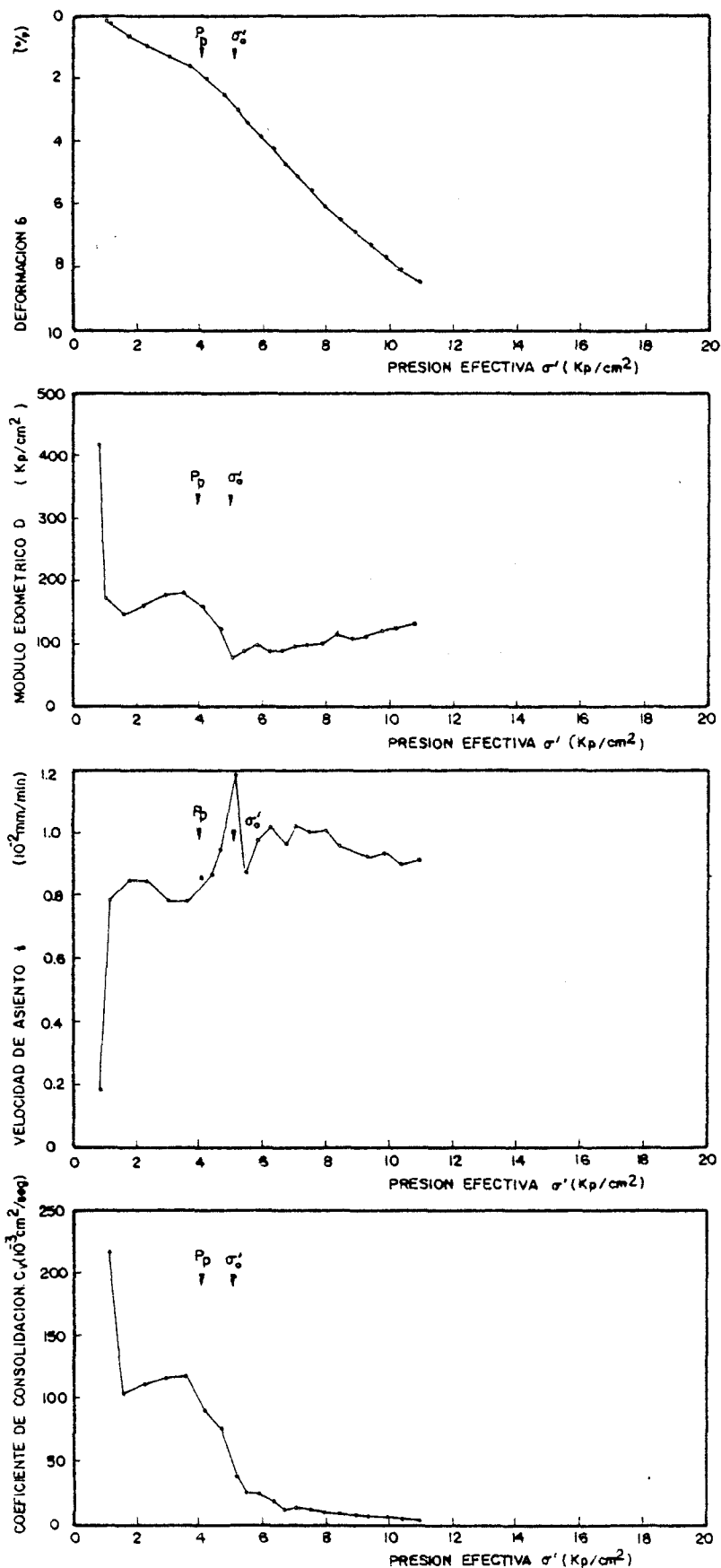
 $\omega_o = 24.5 \%$ $\gamma_d = 1.43 \text{ T/m}^3$ $P_p = 2.77 \text{ Kp/cm}^2$ 

FIGURA V.38 RELACIONES ENTRE DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA. MUESTRA M.20.1 (REMOLDEADA)

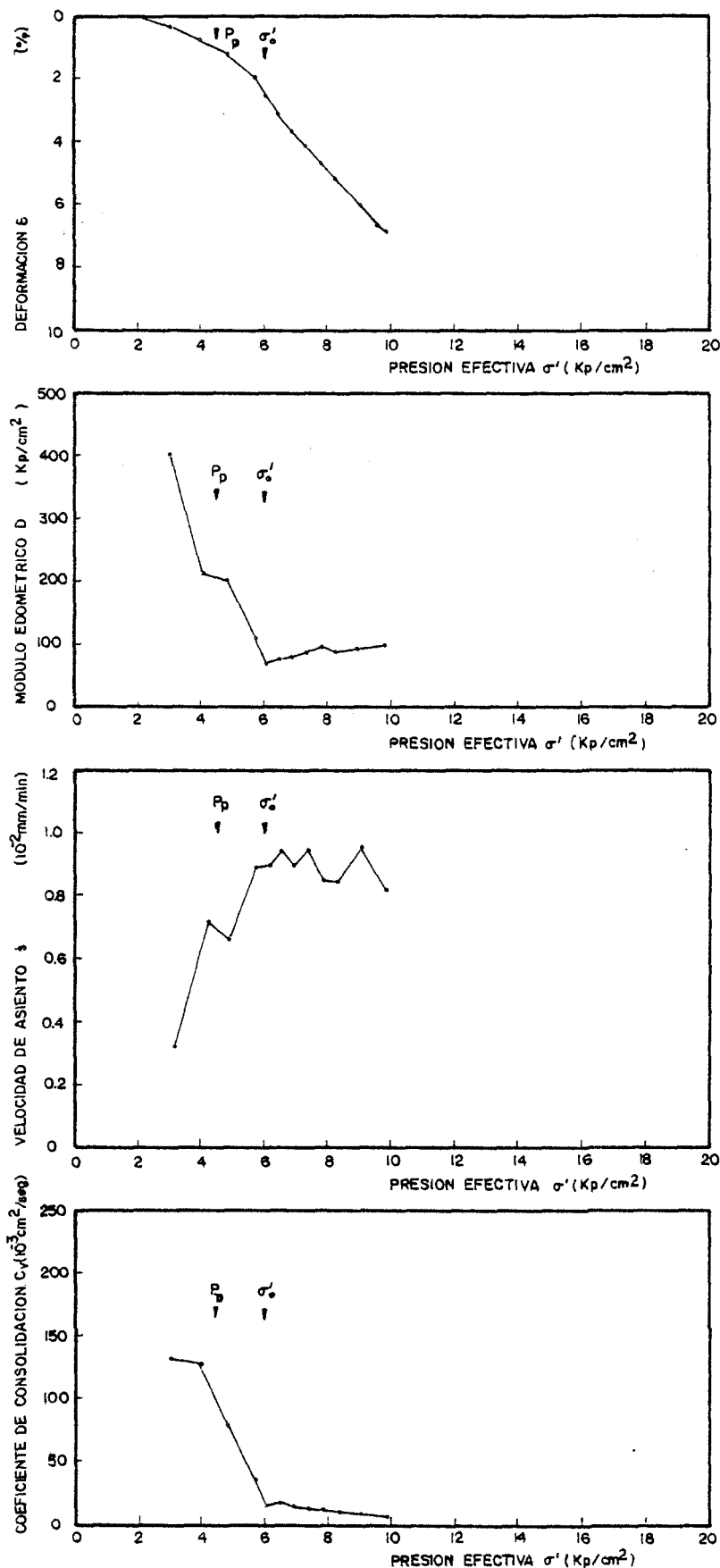


MUESTRA REMOLDEADA

M.20.2

 $\omega = 24.0 \%$ $\gamma_d = 1.45 \text{ T/m}^3$ $P_p = 4.00 \text{ Kp/cm}^2$

FIGURA V.39 RELACIONES ENTRE DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA. MUESTRA M.20.2 (REMOLDEADA)



MUESTRA REMOLDEADA

M.20.3

 $\omega = 24.5\%$ $\gamma_d = 1.42 \text{ T/m}^3$ $P_p = 4.48 \text{ Kp/cm}^2$

FIGURA V.40 RELACIONES ENTRE DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA. MUESTRA M.20.3 (REMOLDEADA)

MUESTRA REMOLDEADA

M.20.4

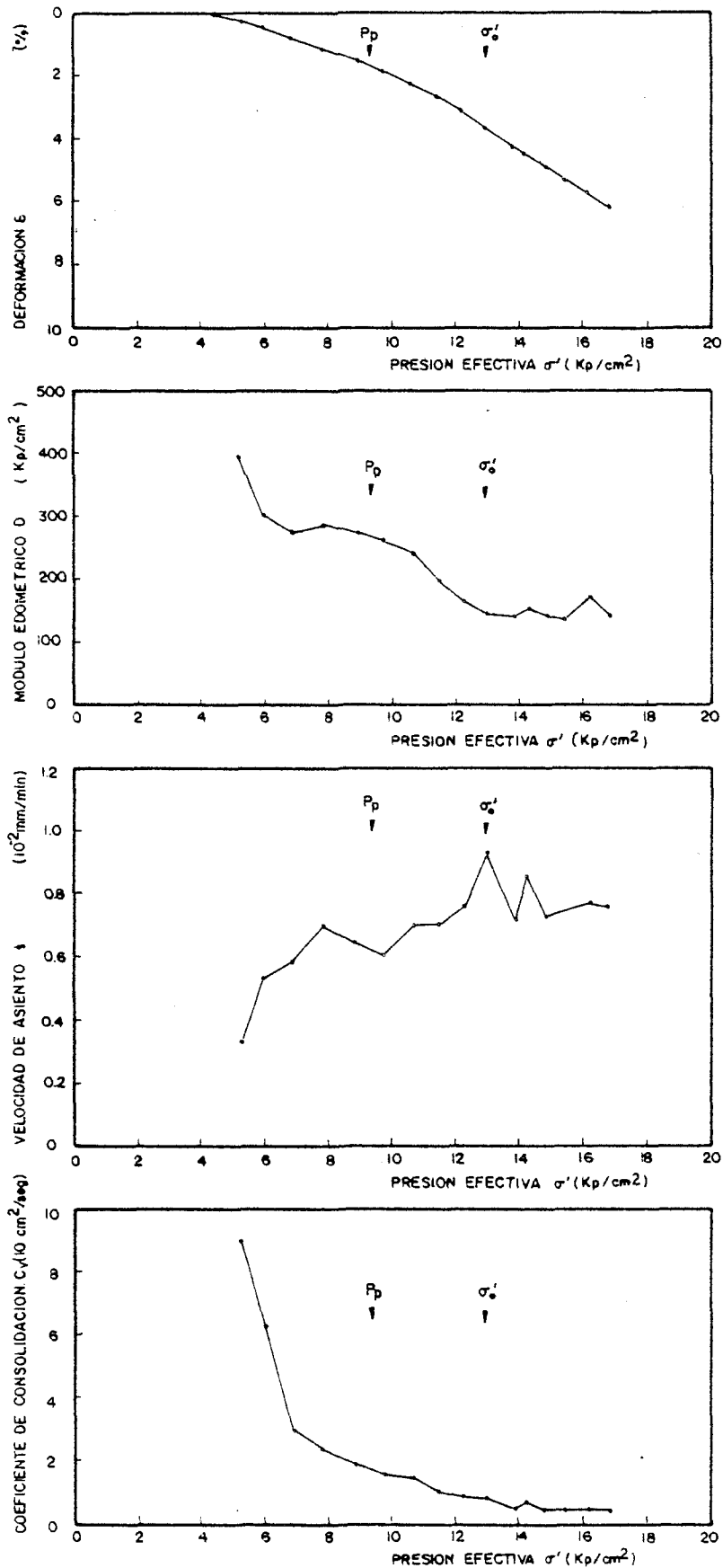
 $\omega = 19.0$ $\gamma_d = 1.58 \text{ T/m}^3$ $P_p = 9.4 \text{ Kp/cm}^2$ 

FIGURA V.41 RELACIONES ENTRE DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA. MUESTRA M.20.4 (REMOLDEADA)

295.

MUESTRA REMOLDEADA

M.20.5

$\omega = 23.1 \%$

$\gamma_d = 1.56 \text{ T/m}^3$

$P_p = 12.71 \text{ Kp/cm}^2$

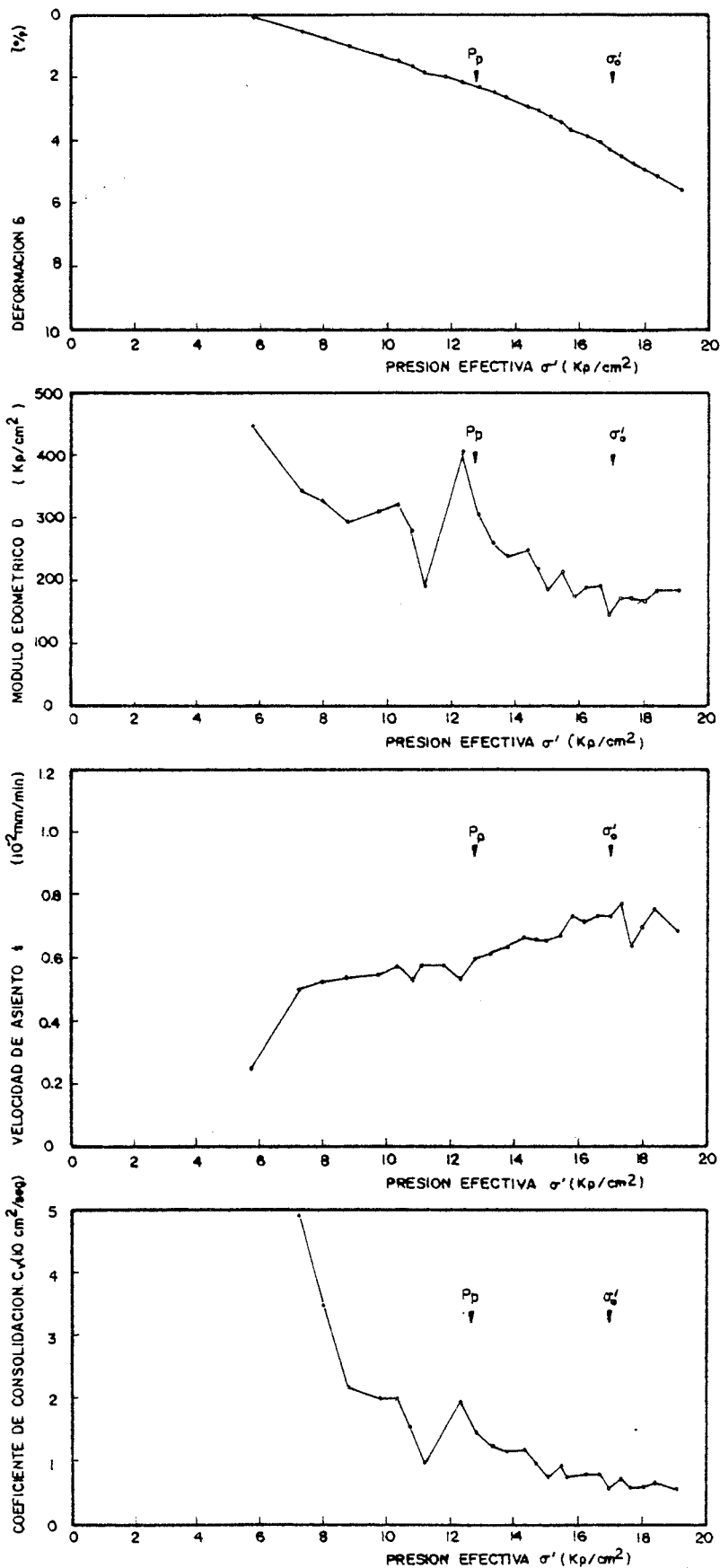


FIGURA V.42 RELACIONES ENTRE DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA. MUESTRA M.20.5 (REMOLDEADA)

En las Figuras V.43 y V.44 se ha representado la variación del módulo edométrico con la presión efectiva media en los ensayos efectuados sobre muestras inalteradas de tosco arenoso y tosco, respectivamente, con las condiciones iniciales y velocidad de ensayo señaladas en la Tabla V.6. Para la presión efectiva media se ha tomado, igual que para las muestras remoldeadas, el valor $\bar{\sigma}' = \sigma - \frac{2}{3} u_e$, ya que según Tokheim y Jambu (1976) : $\bar{\sigma}' = \sigma - \alpha_m u_e$, donde α_m varía entre 0,667 y 0,685 para valores del coeficiente incremental $\Delta u_e / \Delta \sigma$ comprendidos entre 0 y 0,5, y en los ensayos efectuados en esta investigación dicho coeficiente no ha superado, generalmente, el valor de 0,3 en ningún momento del ensayo.

En estas figuras se aprecia, para ambos tipos de suelos tosquizos, que los módulos obtenidos se agrupan en una estrecha franja, sin apenas dispersión, señalándose un cambio de pendiente en dicha franja, situado entre 8 y 10 Kp/cm² de presión efectiva, con un crecimiento del módulo edométrico más suave a partir de esas presiones. Los módulos edométricos medios son muy similares en ambos tipos de suelo (Figura V.45) siendo los valores medidos del orden de un 40% a un 50% de los módulos obtenidos en los ensayos de tipo convencional sobre muestras inalteradas inundadas, como se observa en las Figuras V.46 y V.47. El hecho de que al aumentar la velocidad de deformación, como ocurre en los ensayos C. R.S. respecto de los ensayos edométricos convencionales, en los que la carga se efectúa generalmente por escalones de 24 horas, se produce una mayor deformación para el mismo nivel de tensiones, ya fué puesto de manifiesto por Wahls y DeGodoy (1965). En nuestra opinión al estar la pas-

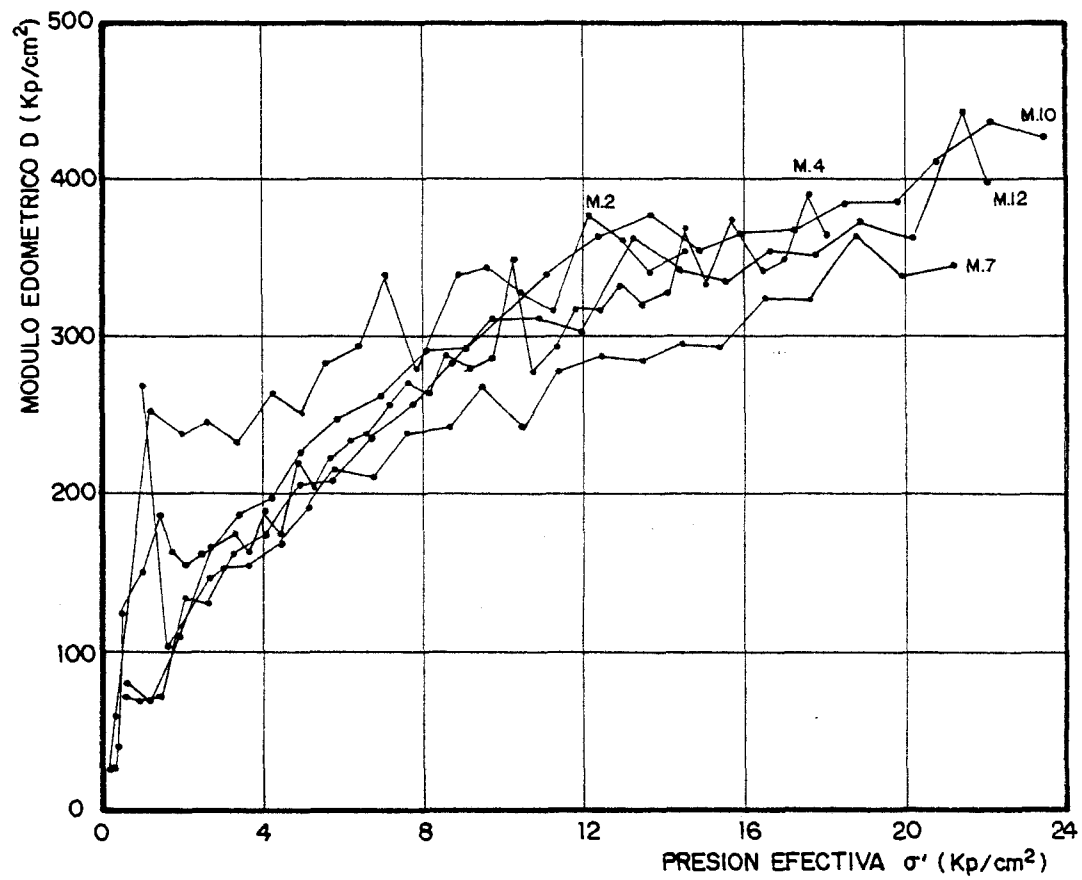


FIG. V.43.- VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS BAJO DEFORMACION CONTROLADA SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE TOSCO ARENOSO.

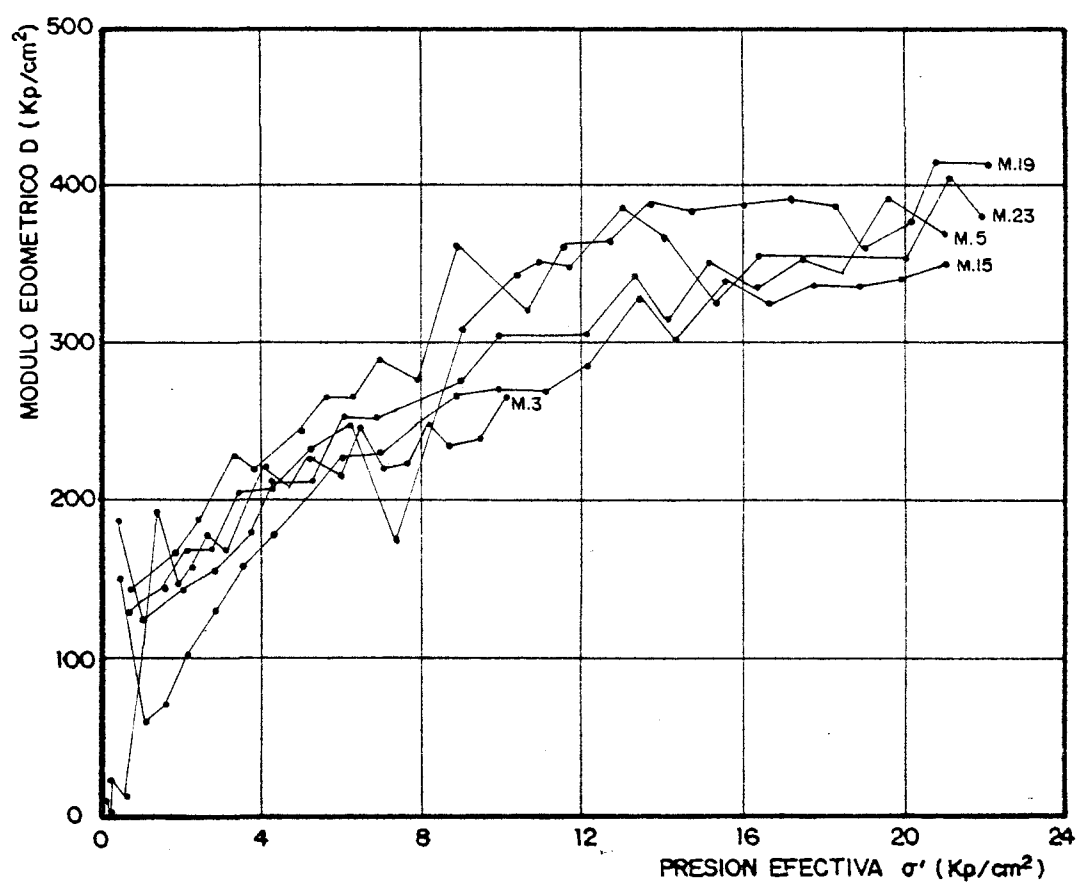


FIG.V.44.- VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO CON LA PRESION EFECTIVA EN ENSAYOS EDOMETRICOS BAJO DEFORMACION CONTROLADA SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE TOSCO

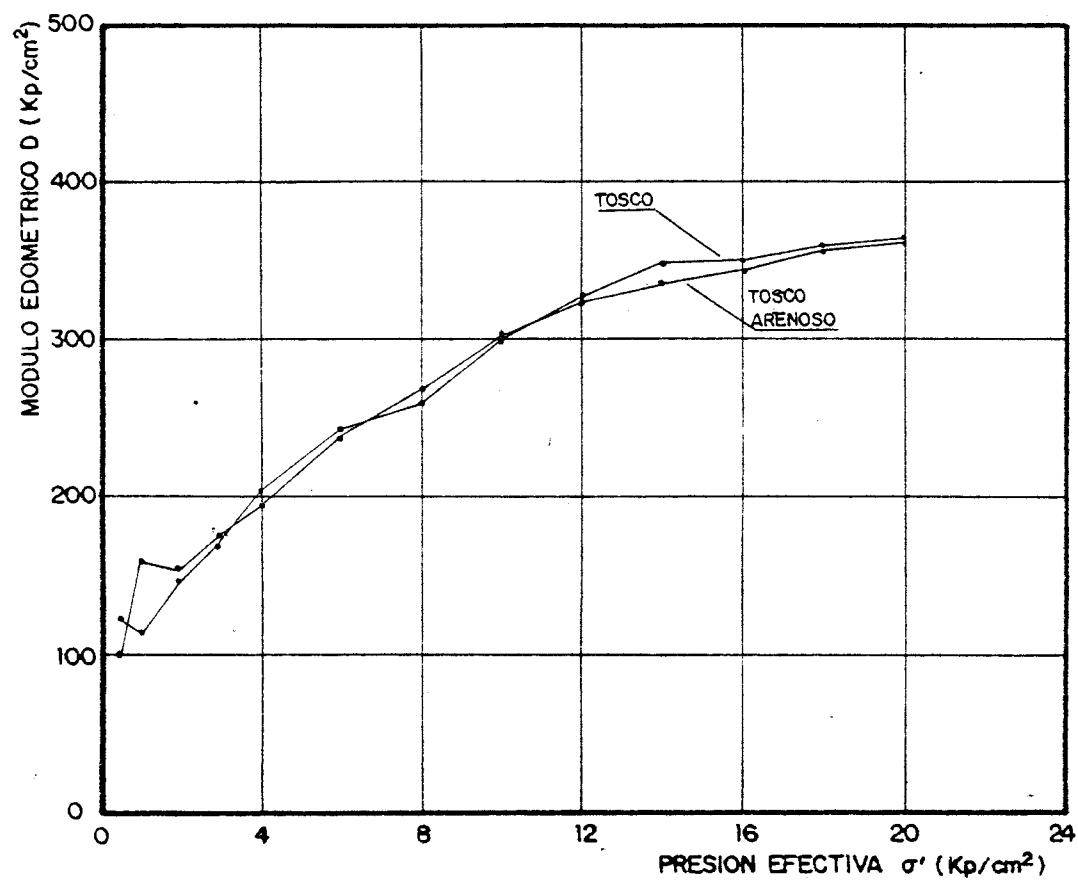


FIG. V. 45.- MODULOS EDOMETRICOS MEDIOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS C.R.S. SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE TOSCO ARENOSO Y TOSCO.

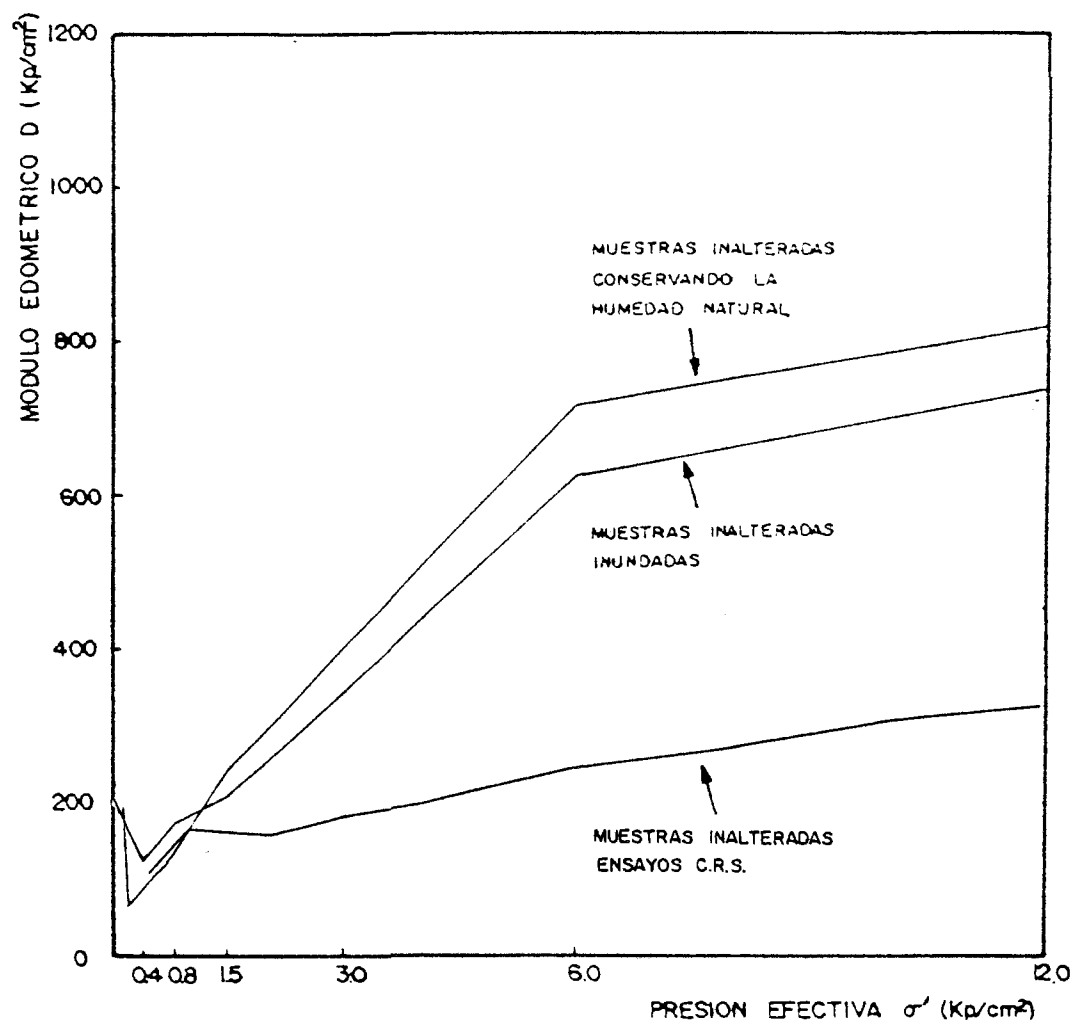


FIG. V. 46.- COMPARACION ENTRE EL MODULO EDOMETRICO EN ENSAYOS C.R.S. Y EN ENSAYOS EFECTUADOS POR ESCALONES SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE TOSCO ARENOSO.

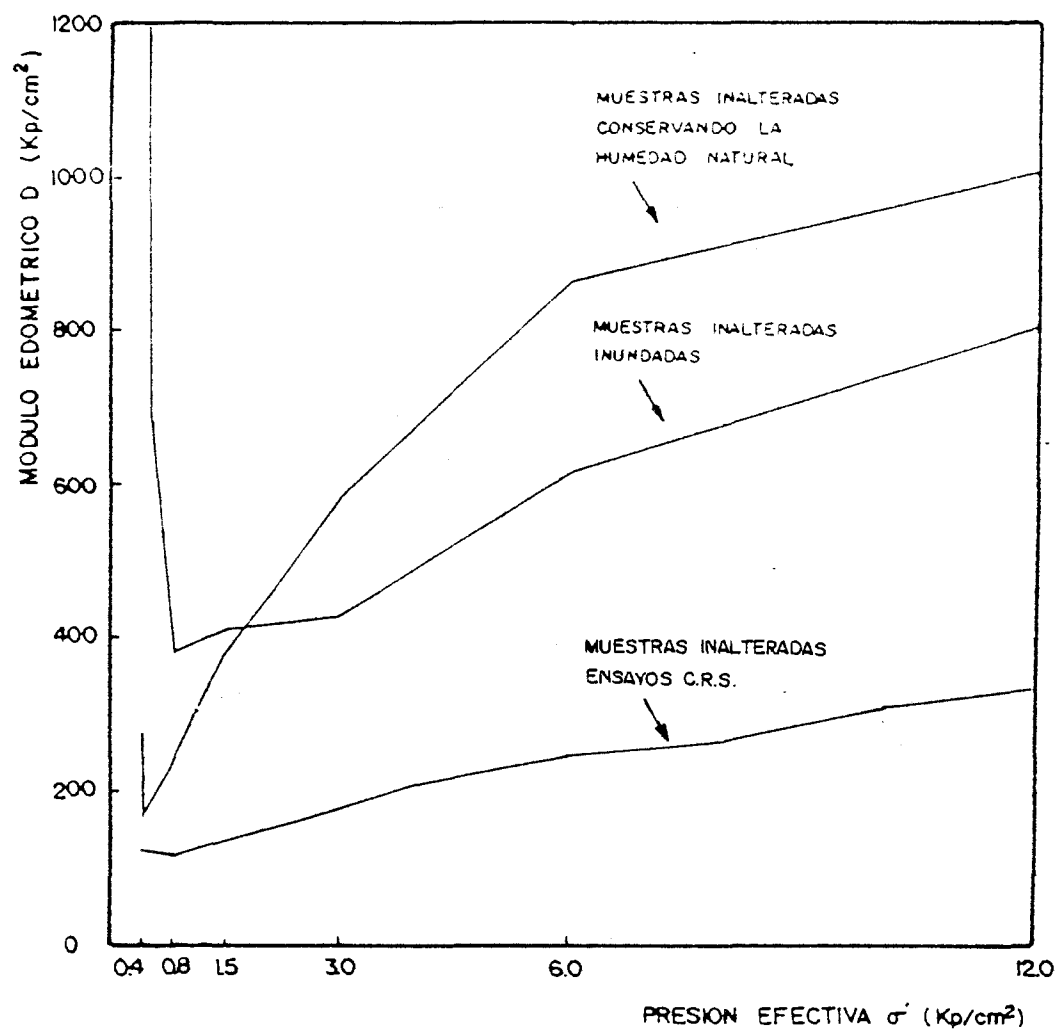


FIG. V.47. COMPARACION ENTRE EL MODULO EDMETRICO EN ENSAYOS EFECTUADOS POR ESCALONES Y EN ENSAYOS C.R.S. SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE TOSCO.

tilla de suelo sometida a una presión de cola, de hasta 4 Kp/cm^2 , durante varios días, se produce en el suelo tosquizo ensayado una variación en su estructura, disminuyéndolo posiblemente, al menos en parte, su cementación, sobre todo en la base inferior, por donde se aplica directamente la presión de cola.

Considerando un decremento de 3 Kp/cm^2 a partir de la máxima presión efectiva alcanzada, los módulos edométricos medios obtenidos en la rama de descarga en los ensayos C.R.S. han resultado ser, 1365 Kp/cm^2 para el tosco arenoso y 965 Kp/cm^2 para el tosco. Estos valores son dos veces menores que los obtenidos en la rama de descarga final en los ensayos edométricos de tipo convencional. Sin embargo se conserva la relación entre módulos medios en descarga en el tosco arenoso y tosco -aproximadamente 1,5- en ambos tipos de ensayos. Como puede apreciarse, la velocidad con que se produce la descarga, junto con el hecho de estar sometida la pastilla de suelo a una importante presión de cola, influye decisivamente en la relación tensión deformación y por tanto en el módulo edométrico.

Con respecto a la forma de las curvas que relacionan el módulo edométrico con la presión efectiva media, señalaremos que no se produce una acusada forma en U, no existiendo en algunos casos la rama descendente de la izquierda. En la Figura V.48 a) y b) se presentan cualitativamente las dos formas más típicas que han resultado como interpretación de los ensayos realizados. Se produce un primer mínimo del módulo para una presión efectiva comprendida, generalmente entre 2 y 3 Kp/cm^2 para

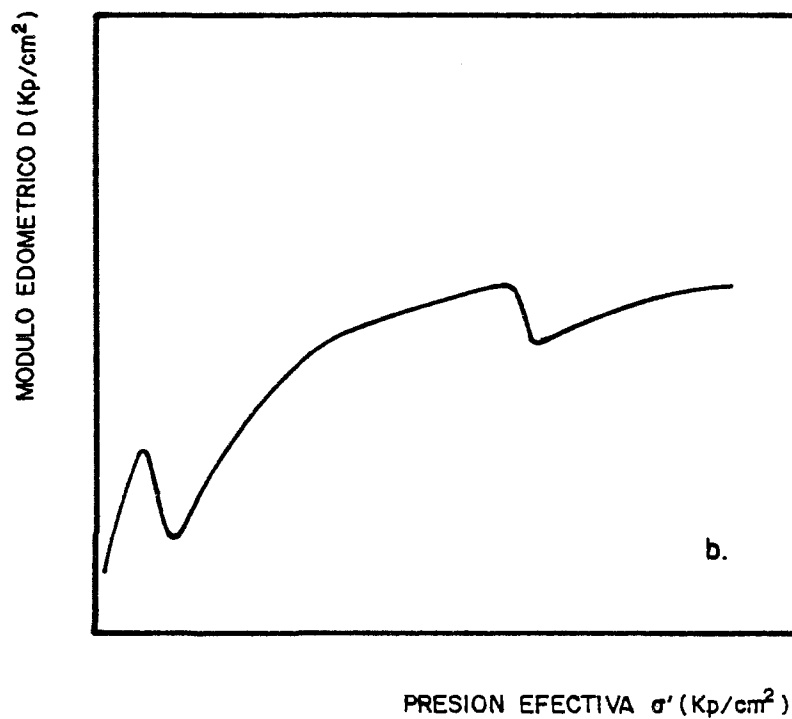
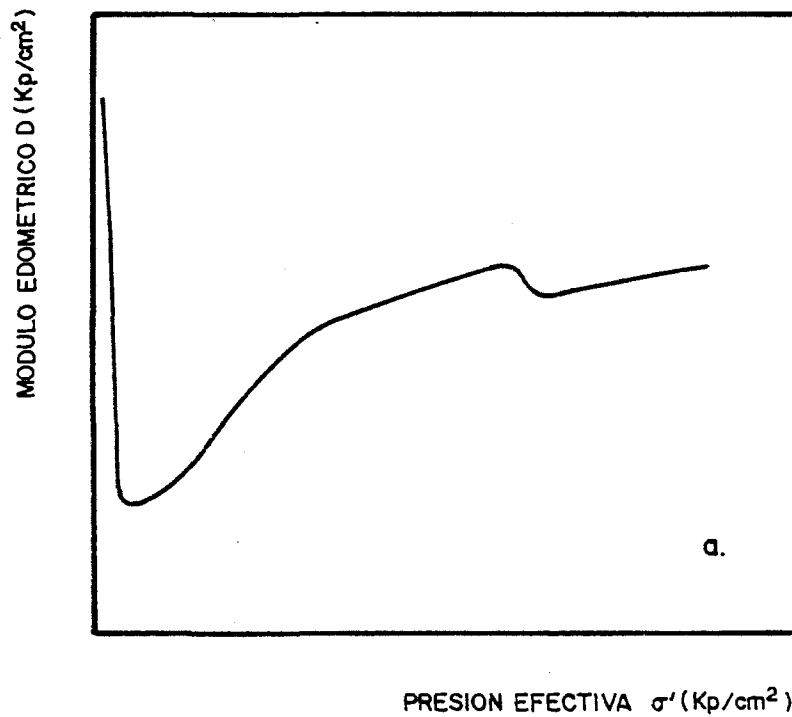
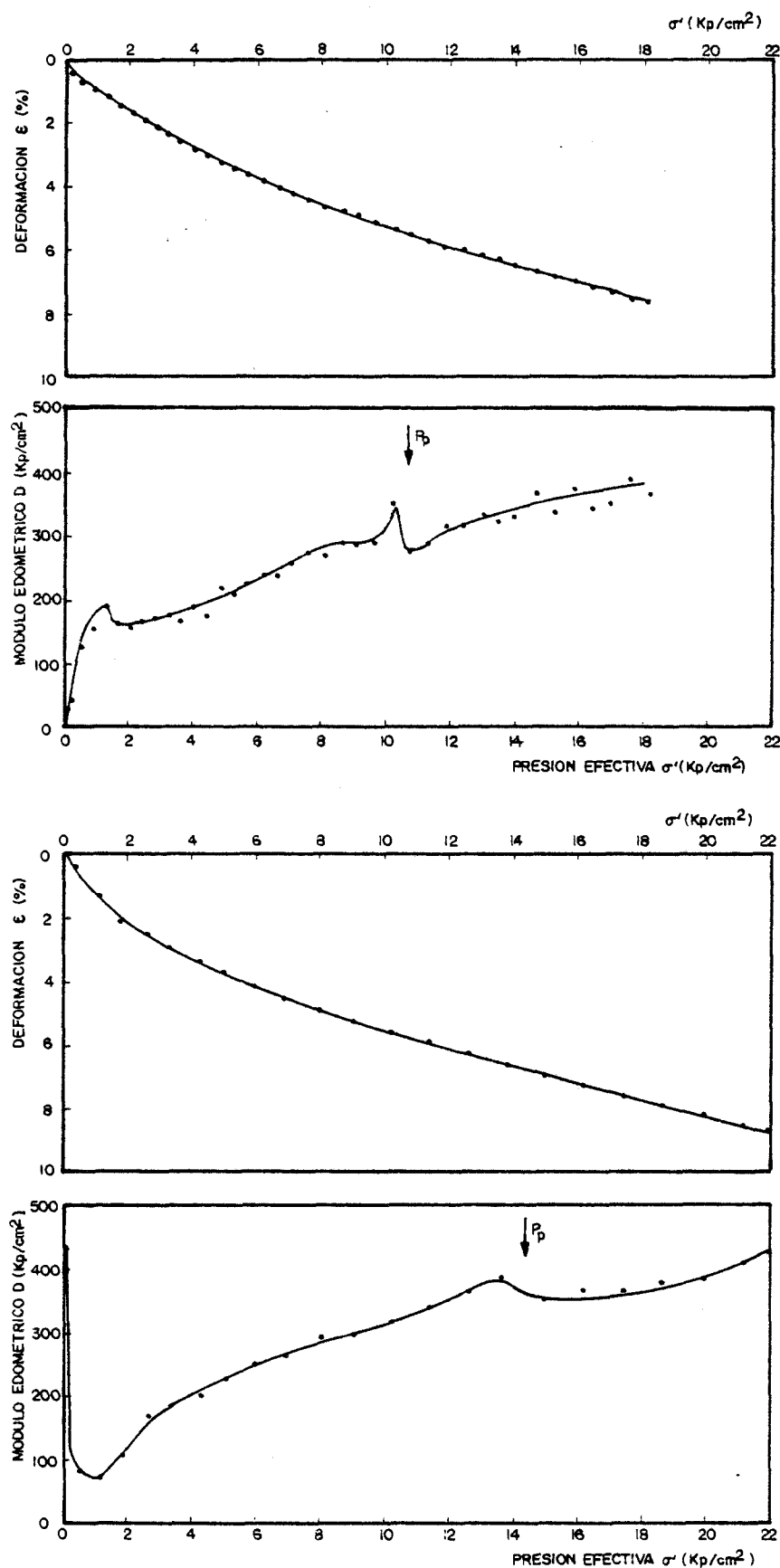


FIG. V.48. a y b.- FORMAS TÍPICAS DE LA RELACION ENTRE EL MODULO EDOMETRICO Y LA PRESION EFECTIVA OBTENIDA EN LOS ENSAYOS C.R.S. SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE LOS SUELOS TOSQUIZOS.

las muestras tomadas a profundidades comprendidas entre 8 y 15 metros (muestras procedentes de la Ciudad Universitaria y Parque del Oeste) y entre 5 y 8 Kp/cm² en el caso de las muestras procedentes de profundidades comprendidas entre 32 y 37 metros (muestras tomadas en la línea de Metro Alonso Martinez - Plaza de España). Puede interpretarse que es te mínimo se produce en un entorno de la presión efectiva correspondiente a la altura de terreno acutualmente existente por encima de los puntos donde se han tomado las muestras.

A una presión efectiva mayor, siempre superior a los 10 Kp/cm², se produce otro mínimo relativo del módulo edométrico, (ver Figuras V.49 V.50 y V.51) más acusado en unos ensayos que en otro. Hemos interpretado que en un entorno de la presión efectiva correspondiente a este mímo se podría alcanzar la presión de preconsolidación. En ocasiones este mínimo viene a corresponderse con un punto de inflexión en la curva de deformación-presión efectiva. Sin embargo, en las curvas que relacionan la velocidad de asiento y el coeficiente de consolidación con la presión efectiva no se produce, en general, ningún cambio apreciable en la pendiente, como ocurría en los ensayos realizados sobre muestras remoldeadas y artificialmente preconsolidadas (ver Figuras V.50 y V.51).

Teniendo en cuenta los criterios expuestos, en cuanto a mínimo relativo del módulo edométrico correspondiente con un punto de inflexión en la curva $\epsilon - \sigma'$, se han estimado presiones de preconsolidación a partir de las curvas $D - \sigma'$ y $\epsilon - \sigma'$, en las que las características se ñaladas se presentan de forma más clara. En el supuesto de que las pre



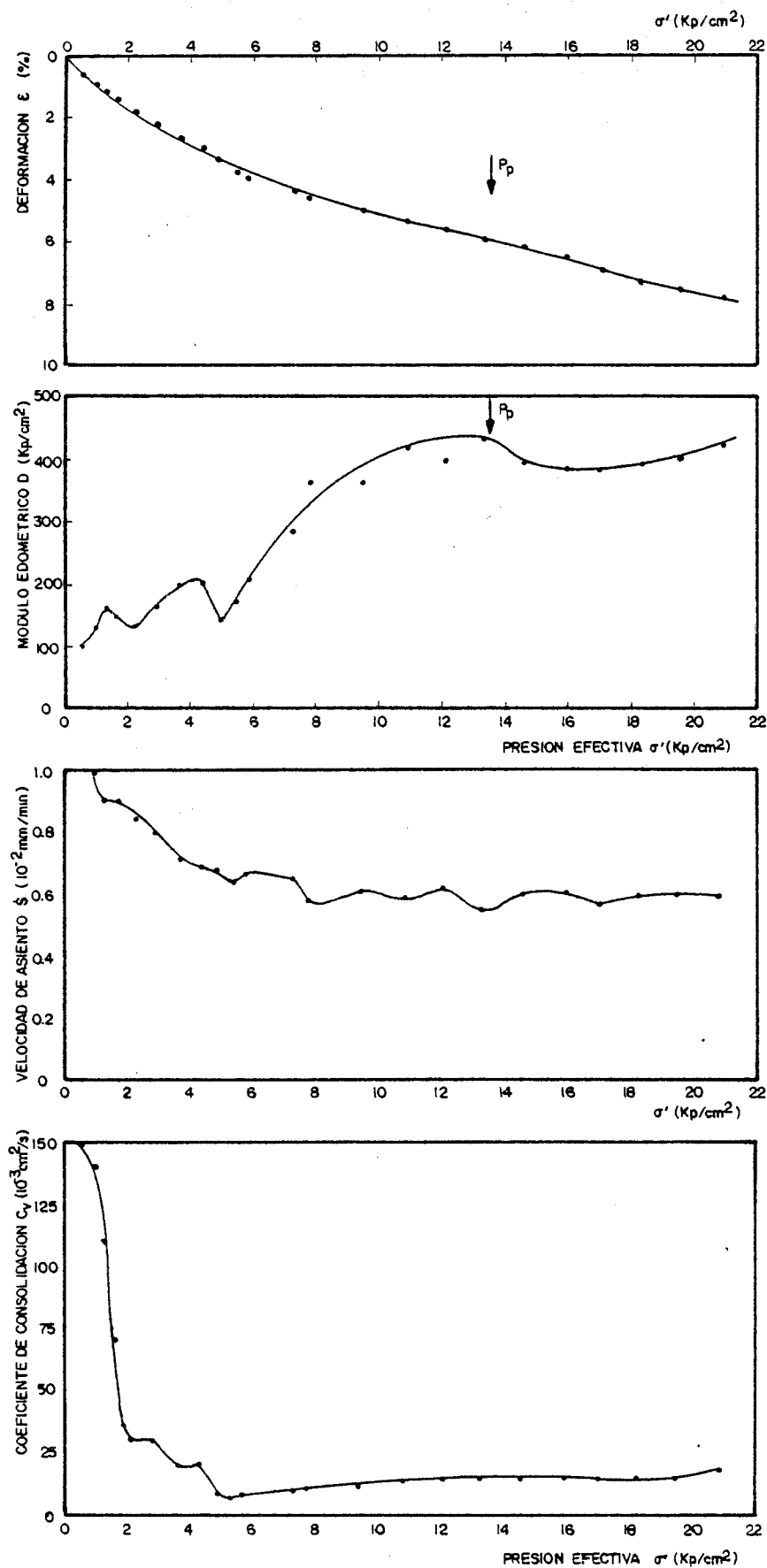
MUESTRA M.4
CIUDAD UNIVERSITARIA

PROFUNDIDAD : 10 m.
COTA : 628.5 m.

MUESTRA M.10
CIUDAD UNIVERSITARIA

PROFUNDIDAD : 15 m.
COTA : 606 m.

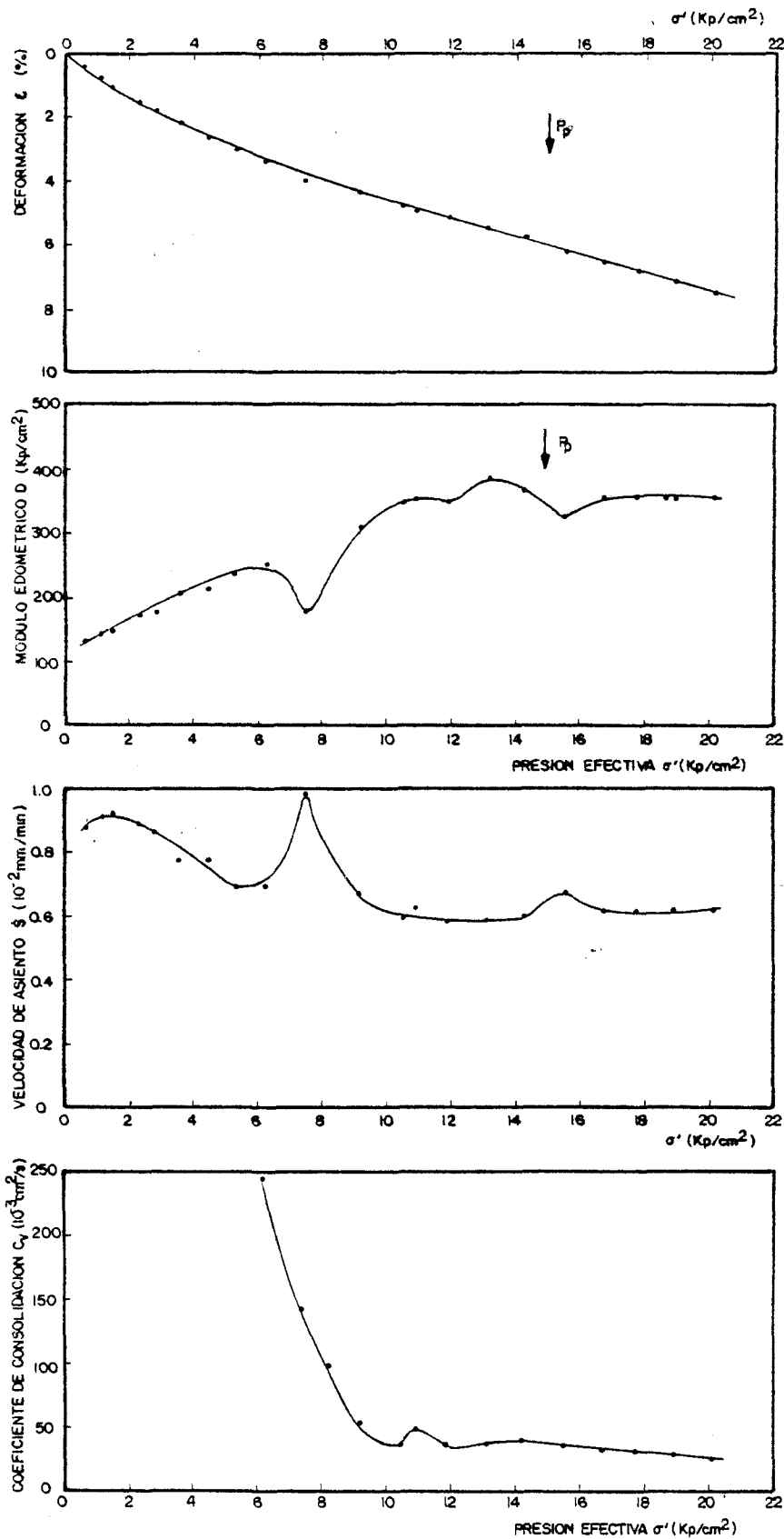
FIG. V. 49.- RELACIONES ENTRE LA DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO
Y LA PRESION EFECTIVA. MUESTRAS M.4 y M.10



MUESTRA M.20
METRO A. MARTINEZ -
- PZA. ESPAÑA.

PROFUNDIDAD: 32 m.
COTA: 640 m.

FIG.V.50.- RELACIONES ENTRE LA DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA.
MUESTRA M.20.



MUESTRA M. 23
METRO A. MARTINEZ -
- PZA. ESPAÑA.

PROFUNDIDAD: 37m.

COTA: 626m.

FIG.V.51.- RELACIONES ENTRE LA DEFORMACION, MODULO EDOMETRICO, VELOCIDAD DE ASIENTO, COEFICIENTE DE CONSOLIDACION Y LA PRESION EFECTIVA MUESTRA M.23

siones de preconsolidación estimadas sean debidas exclusivamente a la desaparición del terreno (erosión) se ha representado en la Figura V.52 la primitiva cota topográfica en los puntos de procedencia de las muestras para las que ha sido posible deducir su presión de preconsolidación. Según este gráfico la primitiva cota topográfica se situaría en la zona de la Ciudad Universitaria y Parque del Oeste entre la 673 y 682 m. y en la zona de Alonso Martínez entre la 698 m. y 708 m.

En apoyo de la interpretación efectuada señalamos, que la diferencia entre las presiones de preconsolidación, aproximadamente $3,7 \text{ Kp/cm}^2$, obtenidas entre las muestras situadas a las cotas (605-610) y (625-629,5) corresponde sensiblemente a la diferencia entre dichas cotas, expresadas en peso de tierras. Así mismo, la máxima cota deducida para la zona de Alonso Martínez viene a coincidir con la que se estima para la zona central de la Capital por razones de tipo geológico (Capítulo III).

No obstante queremos llamar la atención de un hecho. Las presiones de preconsolidación deducidas de los ensayos pueden no ser totalmente debidas a la desaparición de sobrecargas de tierras, pudiendo ser debida una parte de las mismas a la propia estructura y fábrica -- del suelo, al haberse producido una cementación posterior a su deposición.

En la Figura V.53 se han representado los coeficientes de consolidación deducidos de los ensayos C.R.S. realizados sobre muestras -

inalteradas para diferentes tipos de suelos tosquizados. Observamos que a partir de una determinada presión efectiva C_v permanece constante, - tomando unos valores comprendidos entre 6 y $10 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{seg.}$, los - cuales son algo más del doble de los obtenidos en los ensayos edomé-- tricos convencionales. Esto es así ya que para un comportamiento lineal del material, dicho coeficiente se estima a partir de $C_v = \frac{H^2}{2u_e} \frac{\Delta\sigma'}{\Delta t}$ por lo que será más alto cuanto mayor sea la velocidad de deformación de la pastilla de suelo. Por otra parte, con velocidades de deformación muy bajas, se registrarían presiones muy pequeñas, incluso nulas, lo -- cual imposibilitaría estimar el coeficiente de consolidación a partir de esta teoría.

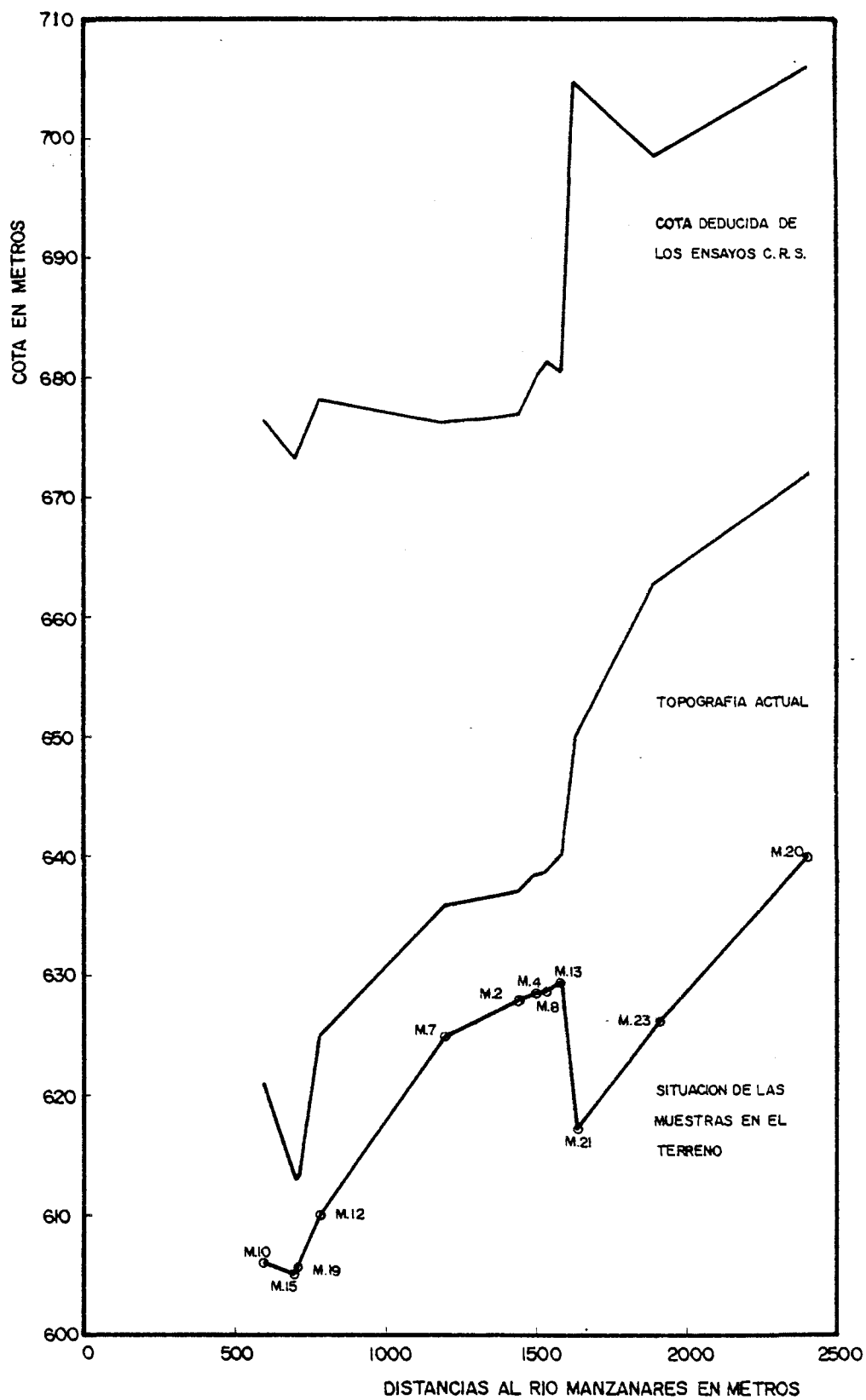


FIG. V. 52.- COTA DEDUCIDA DE LA PRESION DE PRECONSOLIDACION EN LOS ENSAYOS C. R. S.

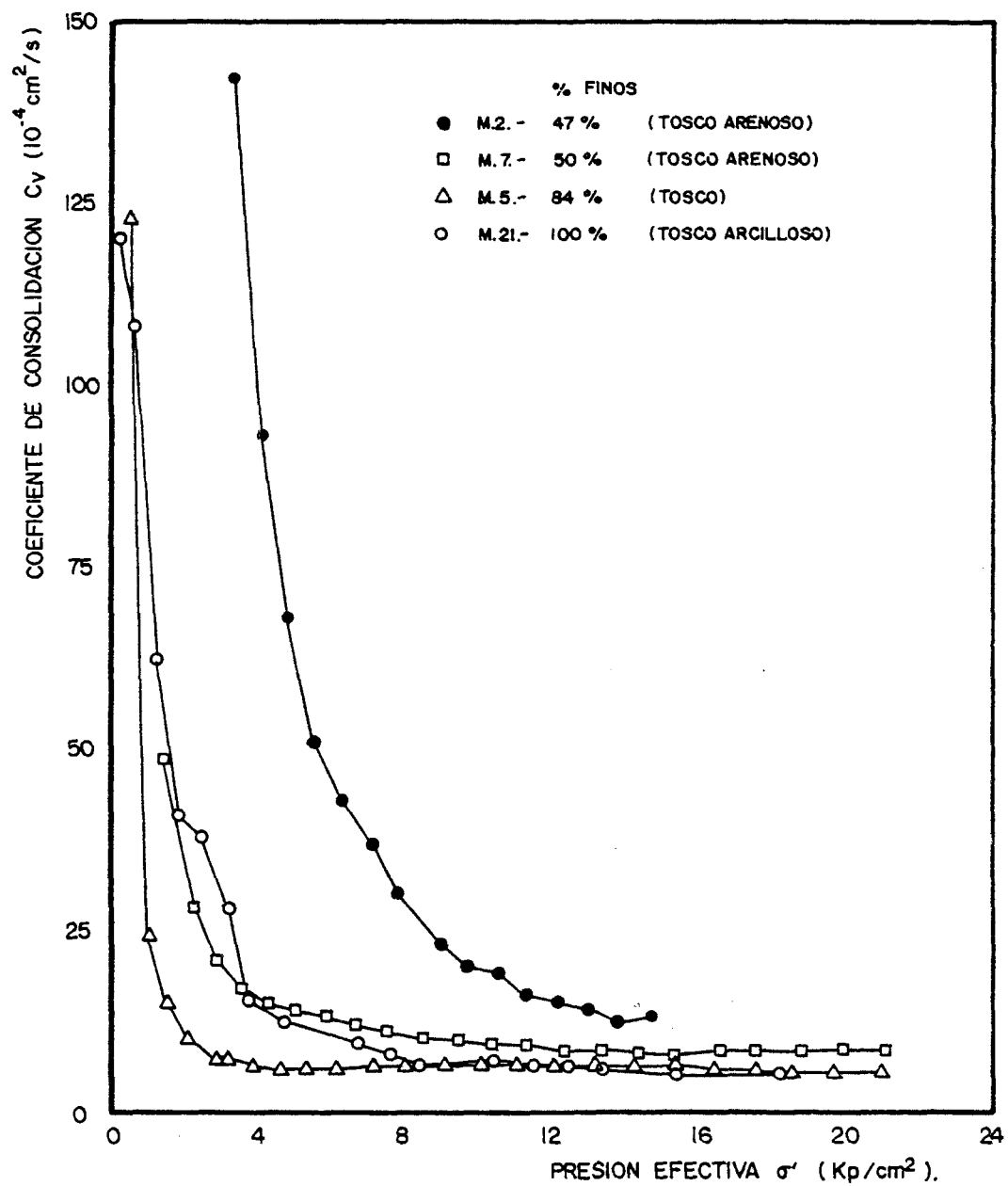


FIG.V.53.- COEFICIENTES DE CONSOLIDACION OBTENIDOS EN ENSAYOS C.R.S. SOBRE MUESTRAS INALTERADAS DE SUELOS TOSQUIZOS

V.4.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE

Las curvas tensión-deformación obtenidas en el ensayo triaxial consolidado y con drenaje durante la aplicación del desviador, así como los círculos de Mohr correspondientes se muestran en el Apendice III. - Las características iniciales de las probetas, humedad y densidad seca, y la humedad de las probetas cilíndricas una vez finalizado el ensayo, así como las presiones de consolidación aplicadas, pueden verse en la - Tabla V.7.

Las tres muestras ensayadas son de tosco arenoso procedentes - de distintos puntos de Madrid, observándose entre ellas un comportamien - to diferente. En las muestras M-7 y M-22 se aprecia un comportamien - to de tipo frágil, existiendo una relación prácticamente lineal entre - desviador y deformación axial antes de alcanzarse la rotura. Una vez al - canzado ese valor máximo del desviador para el cual el suelo ha roto, - este disminuye rápidamente, mientras la deformación aumenta, llegando a tomar valores del mismo orden de magnitud para las diferentes presiones laterales aplicadas. Sin embargo en la muestra M-25 existe desde el co - mienzo de la aplicación del desviador un comportamiento de tipo plásti - co. Al alcanzar el desviador un determinado valor, distinto para cada - presión lateral, la probeta continua deformándose sin incremento de --- aquél.

En las curvas de tipo frágil la deformación en rotura, está - comprendida entre un 1% y un 1,55%, con una relación entre el desviador

TABLA V. 7

CONDICIONES INICIALES DE HUMEDAD (%) Y DENSIDAD (T/m^3) Y HUMEDAD FINAL (%)
DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS A COMPRESION TRIAXIAL

PRESION DE CONSOLIDACION	$\sigma_c=0,5 \text{ Kp/cm}^2$	$\sigma_c=1,0 \text{ Kp/cm}^2$	$\sigma_c=1,5 \text{ Kp/cm}^2$	$\sigma_c=2,0 \text{ Kp/cm}^2$	$\sigma_c=2,5 \text{ Kp/cm}^2$	$\sigma_c=3,5 \text{ Kp/cm}^2$
	$\gamma_d \quad \omega_o \quad \omega_f$	$\gamma_d \quad \omega_o \quad \omega_f$	$\gamma_d \quad \omega_o \quad \omega_f$	$\gamma_d \quad \omega_o \quad \omega_f$	$\gamma_d \quad \omega_o \quad \omega_f$	$\gamma_d \quad \omega_o \quad \omega_f$
MUESTRA M-7 CIUDAD UNIVERSITARIA	1,75 13,8 18,1	1,79 16,3 19,8	-----	1,80 16,7 19,3	-----	-----
MUESTRA M-22 METRO: A. Marti nez-Pza. España.	-----	-----	1,89 14,8 17,0	-----	1,68 14,8 16,5	1,90 16,0 18,1
MUESTRA M-25 CARABANCHEL	1,76 15,5 17,5	1,76 16,0 18,3	-----	1,76 15,3 22,1	-----	-----

γ_d = Densidad seca inicial.

ω_o = Humedad inicial.

ω_f = Humedad final.

y la presión lateral que varia entre 16 y 5,14, mientras que en las curvas de tipo plástico, el máximo desviador llega a un valor que permanece constante a partir de una deformación comprendida entre un 6,5% y un 10,8%, estando la relación entre ese máximo desviador y la presión de confinamiento alrededor de 2 (valores extremos 2,6 y 1,88).

Las tres muestras ensayadas tienen una composición granulométrica y unas propiedades plásticas muy similares (ver Tabla IV.2), distinguiéndose en que las probetas que presentan un comportamiento de tipo plástico, la densidad seca es algo inferior, habiéndose tomado la muestra M-25 a bastante menor profundidad, así como a una cota superior. Estas diferencias han tenido que influir en el comportamiento tensión-deformación, independientemente que la organización estructural del suelo pueda ser diferente, debido sobre todo a una distinta cementación. En las muestras M-7 y M-22 se ha obtenido una cohesión, c' , del orden de 2 Kp/cm^2 y un ángulo de rozamiento interno, ϕ' , superior a 30° (31° y $36,5^\circ$, respectivamente), mientras que en la muestra M-25, cuyas probetas han presentado en el ensayo un comportamiento de tipo plástico, ambos parámetros han resultado ser muy inferiores, $c' = 0,16 \text{ Kp/cm}^2$ y $\phi' = 26,5^\circ$. En la Figura V.53.bis, se ha representado el diagrama $p'-q'$ de los ensayos realizados, habiéndose introducido también los datos disponibles de la Línea IX (Oteo y Moya, 1978).

En la Figura V.54 se representa el módulo de deformación E , para una deformación axial $\epsilon = 0,5\%$, en función del primer invariante del tensor de tensiones. En esta figura se han considerado los valores

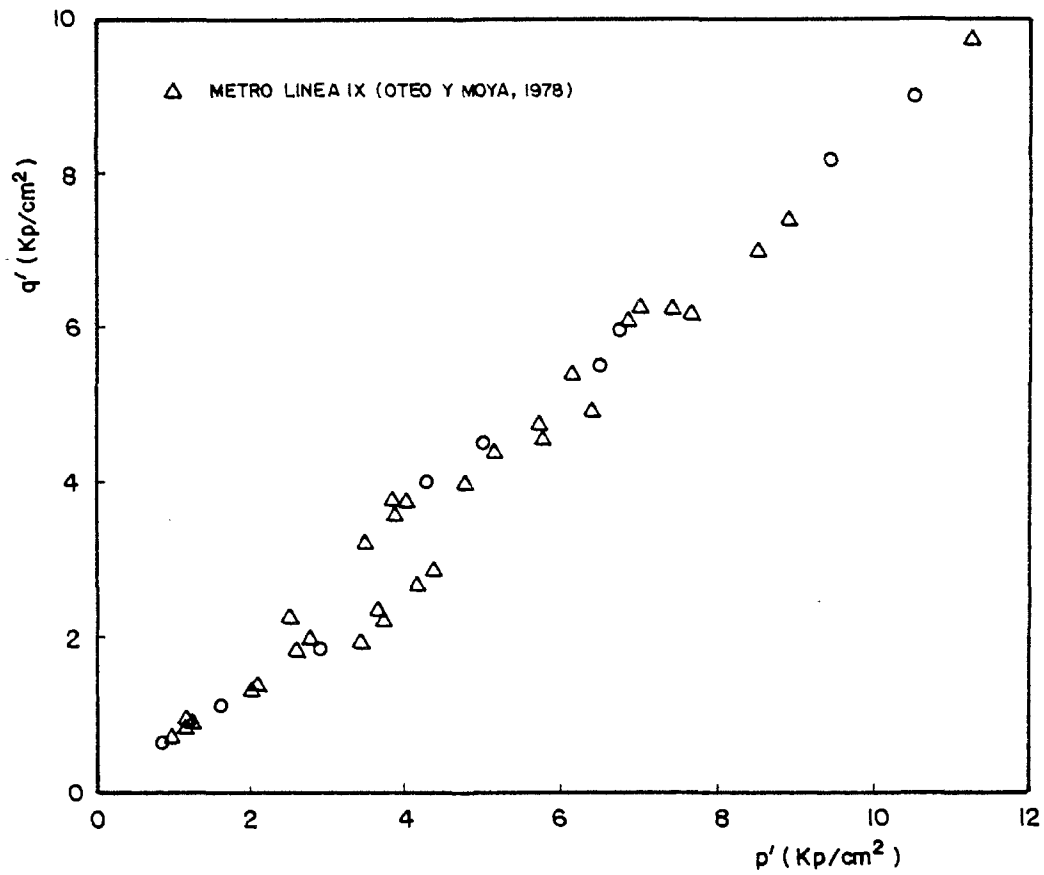


FIG.V.53 bis.- DIAGRAMA p' - q' EN LOS ENSAYOS TRIAXIALES.

obtenidos por Oteo y Moya (1978) en el estudio de la línea IX de FF.CC. Metropolitano de Madrid en ensayos de compresión triaxial con drenaje. Los autores mencionados pusieron de manifiesto en ese estudio la apreciable dispersión que existe entre los valores del módulo de deformación y la presión de confinamiento. Sin embargo la relación es más clara con la traza del tensor de tensiones observándose un aumento del módulo de deformación al crecer el invariante, relación que corresponde y es típica de los suelos rigidizables. Esta misma relación aparece en la Figura V.55, pero distinguiendo los puntos que corresponden a diferentes materiales tosquizos, habiéndose destacado la zona correspondiente al tosco arenoso. Si bien parece que el módulo de deformación como puede apreciarse en la figura, es inferior en el tosco que en la arena tosquiza, al contrario de lo que ocurre en los ensayos edométricos, en los que el módulo aumenta con el contenido de la fracción fina, los puntos representativos del tosco arenoso cubren todo el rango de módulos obtenidos. Consideramos que son pocos los datos disponibles para poder apreciar si el módulo de deformación crece ó no con el contenido de finos.

En las Figuras V.56 y V.57 se puede observar un aumento del módulo de deformación con la profundidad de la que proceden las muestras, en los dos intervalos de presión de confinamiento considerados. El módulo de deformación es también función de la cota de procedencia de las muestras, aumentando al disminuir esta, como puede apreciarse en las Figuras V.58 y V.59. Hay que señalar que según estos ensayos de laboratorio para valores del primer invariante de tensiones, J_1 , infe-

riores a 2 Kp/cm^2 (ó profundidades del orden de 15 ó 20 metros), los módulos de deformación alcanzan una gama de valores bajos, inferiores a 600 Kp/cm^2 , no dependientes de las presiones aplicadas previamente. Esto mismo ocurre en los primeros 15 ó 20 metros por debajo de la cota 680 metros.

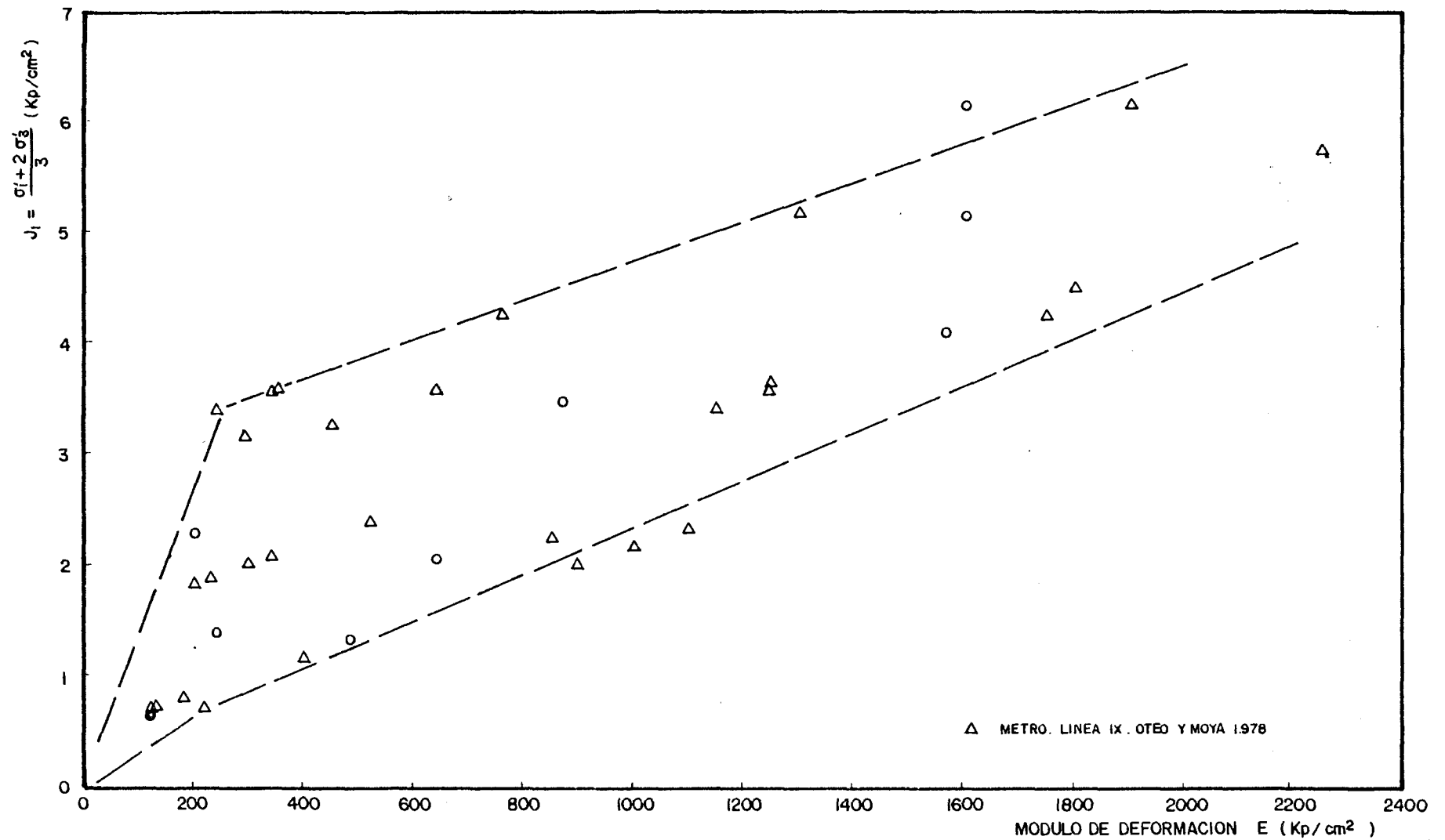


FIG.V. 54.- RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION Y EL PRIMER INVARIANTE DEL TENSOR DE TENSIONES, PARA UNA DEFORMACION $\epsilon = 0.5\%$, EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE.

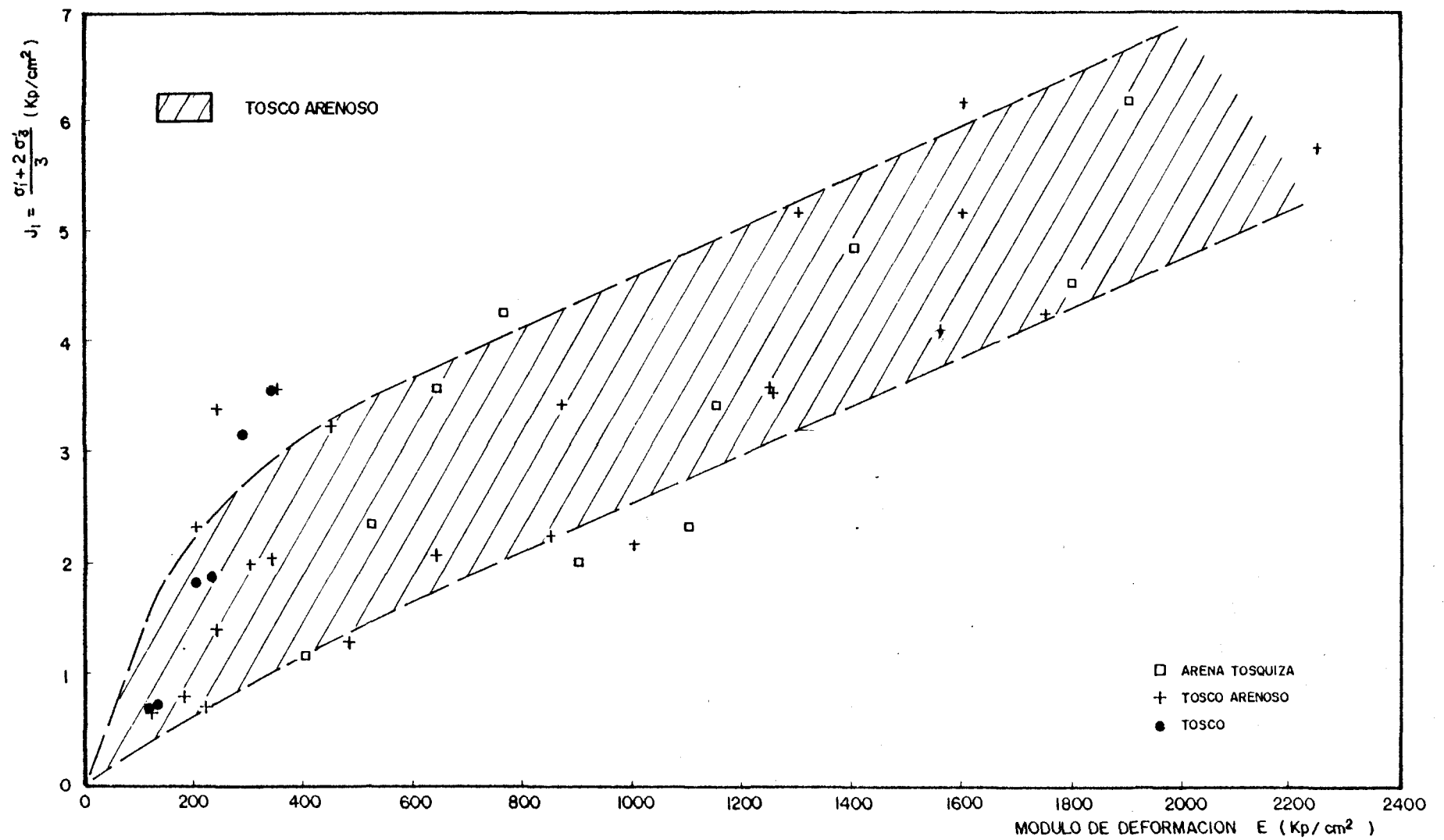


FIG. V. 55.- RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION Y EL PRIMER INVARIANTE DEL TENSOR DE TENSIONES, PARA UNA DEFORMACION $\epsilon = 0.5\%$, EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE.

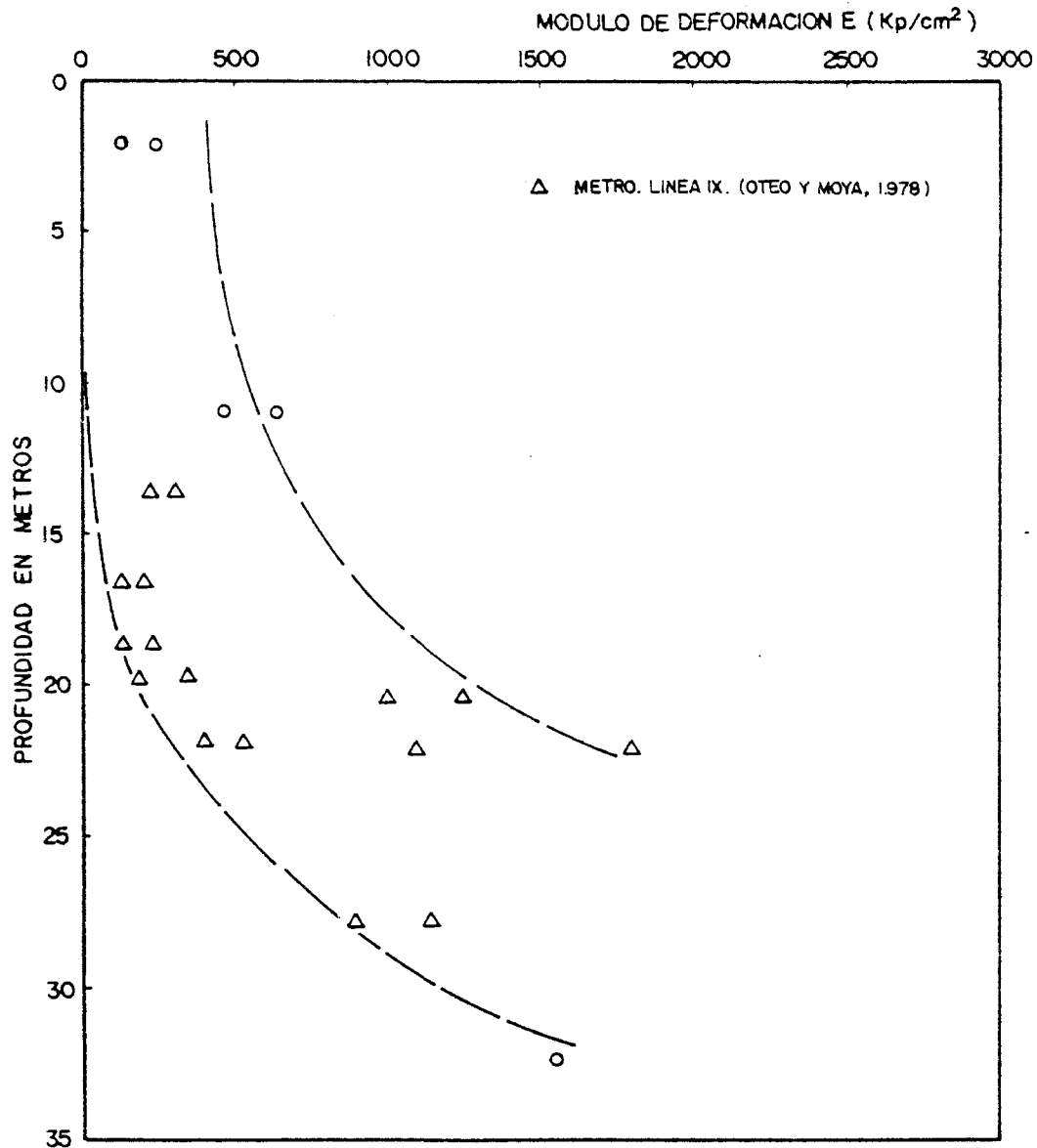


FIG. V. 56 RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE Y LA PROFUNDIDAD PARA UNA DEFORMACION $\epsilon = 0.5\%$ Y LA PRESION DE CONFINAMIENTO σ'_3 (Kp/cm²) ($0.5 \leq \sigma'_3 \leq 1.5$)

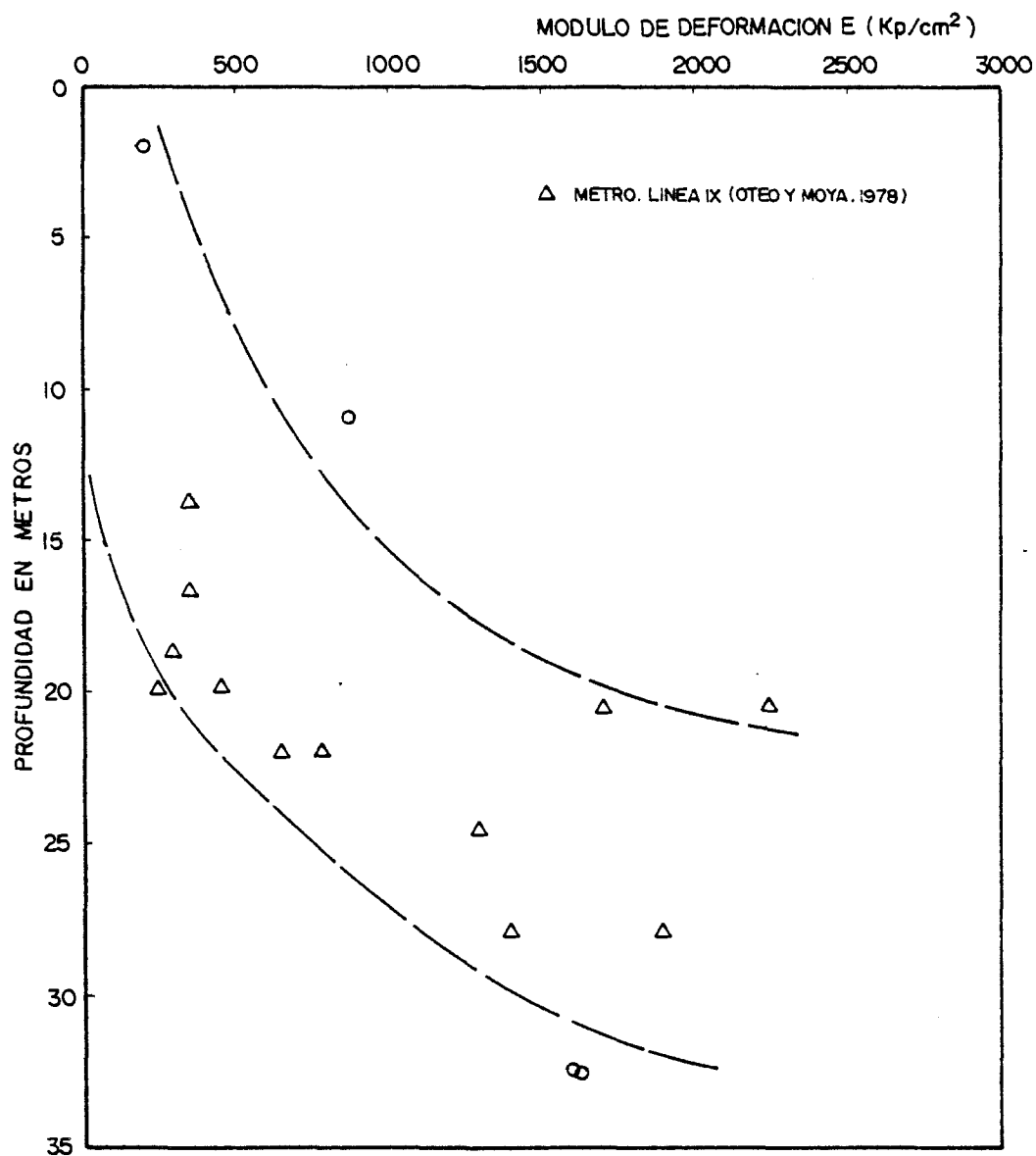


FIG. V.57 RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE Y LA PROFUNDIDAD PARA UNA DEFORMACION $\epsilon = 0.5\%$ Y LA PRESION DE CONFINAMIENTO σ'_3 (Kp/cm²) ($1.5 < \sigma'_3 \leq 3.5$)

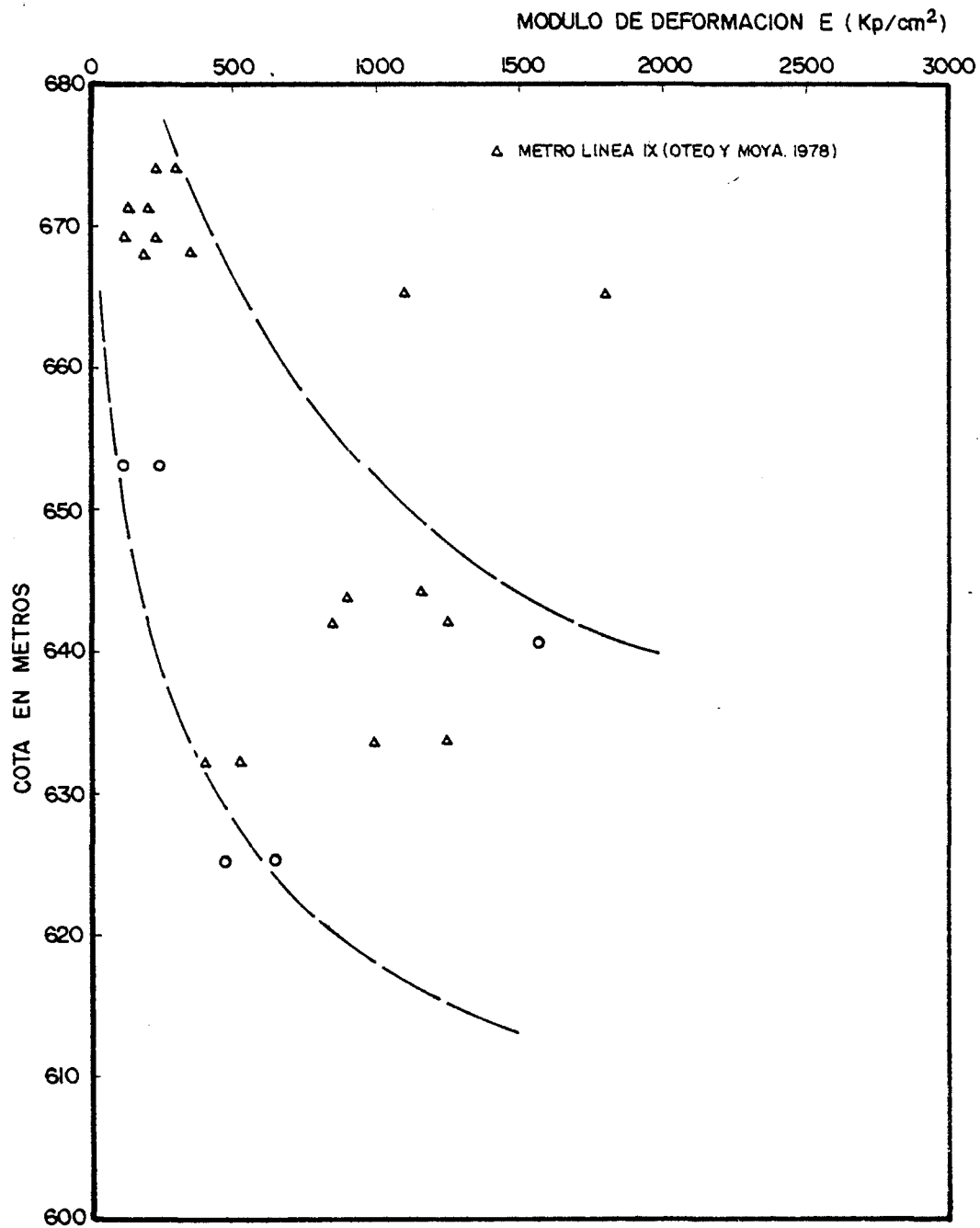


FIG. V.58 RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE Y LA COTA PARA UNA DEFORMACION $\epsilon = 0.5\%$ Y PRESION DE CONFINAMIENTO σ'_3 (Kp/cm²) ($0.5 \leq \sigma'_3 \leq 1.5$)

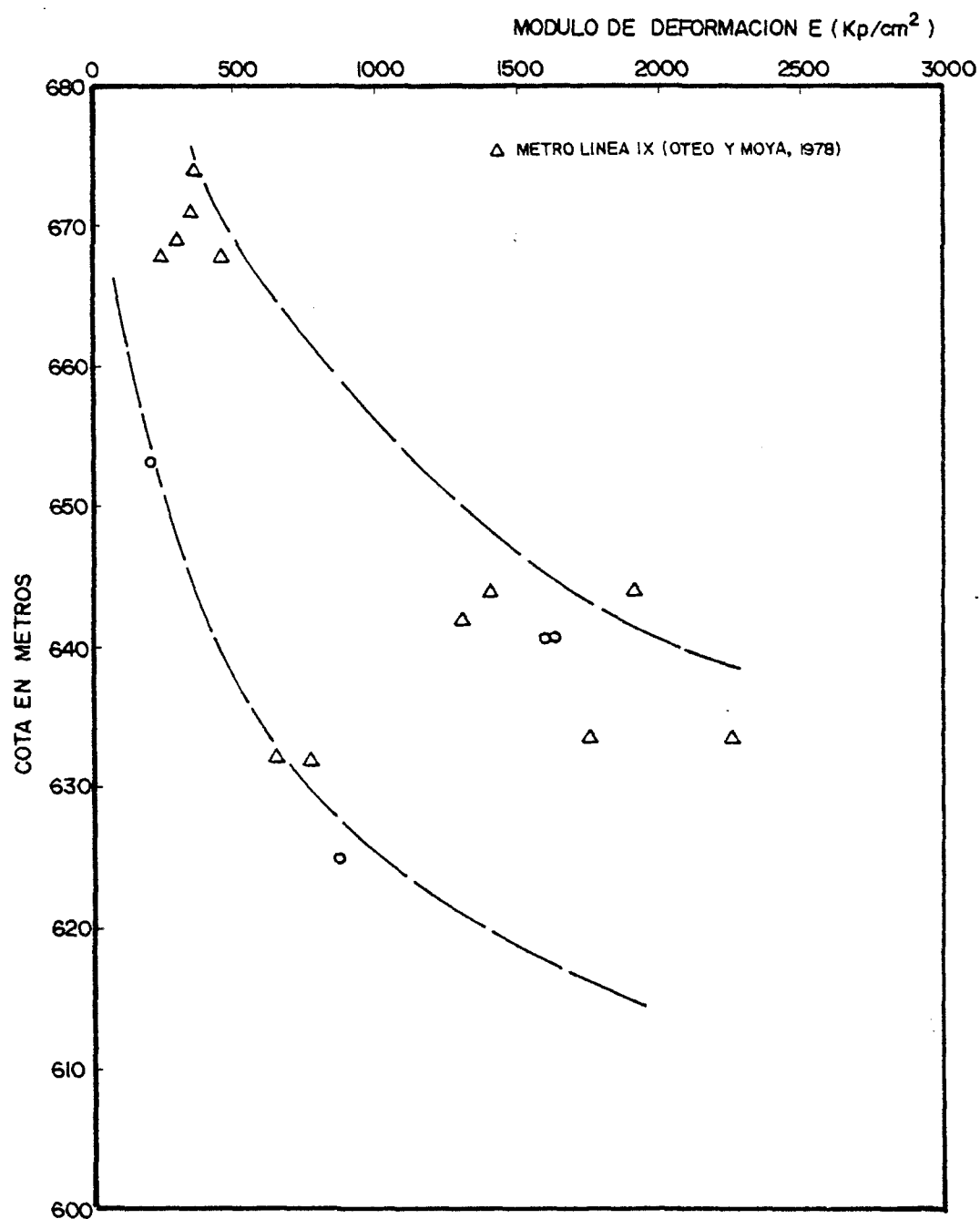


FIG.V. 59.- RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION EN ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE Y LA COTA PARA UNA DEFORMACION $\epsilon = 0.5 \%$ Y PRESION DE CONFINAMIENTO σ'_3 (Kp/cm²) ($1.5 < \sigma' \leq 3.5$)

V.5.- DEFORMABILIDAD EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA

V.5.1.- Ensayos realizados y resultados obtenidos

Como se ha comentado en el primer punto de este capítulo, - dada la apreciable "dureza" de los suelos tosquizados, objeto de este - estudio, se ha considerado conveniente disponer de otros criterios, - además de los deducidos de los ensayos con diversos tipos de consolidó - metros y células triaxiales, que permitan evaluar la deformabilidad - de esos suelos. Con este fin se han llevado a cabo medidas de deforma - bilidad "in situ", mediante ensayos de carga con placa en diversos -- puntos de la Ciudad Universitaria, aprovechando la construcción de una galería para el colector de Cantarranas y en Carabanchel, en el fondo de una excavación.

Insistiendo sobre la conveniencia de valorar la deformabili - dad "in situ", entendemos y se comentará más ampliamente en el próxi - mo capítulo, que la toma de muestras en bloque y posterior tallado de pequeñas probetas para su ensayo en laboratorio, supone una alteración del suelo, quedando muy posiblemente modificadas sus propiedades en el contorno de esas probetas que, teniendo en cuenta sus pequeñas dimen - siones, influirá decisivamente en las medidas de deformabilidad.

Todas las pruebas de carga se han ejecutado en dirección ho - rizontal, utilizando como reacción las propias paredes verticales de la galería ó de una calicata. Los detalles y metodología del ensayo se

han descrito en el primer punto de este capítulo. Dos han sido las razones para realizar los ensayos en dirección horizontal; en primer lugar una mayor facilidad de ensayo y en segundo lugar, razón que consideramos más importante, el terreno de las paredes verticales de la galeria ó calicata está menos afectado por la excavación, que el fondo, al estar menos decomprimido.

En las Figuras V.60 a V.65 se presentan las curvas presión media bajo la placa - asiento medio bajo la placa, hasta una presión comprendida entre 8 y 12 Kp/cm², en los ensayos realizados. La estabilidad de los asientos se ha conseguido generalmente entre 3 y 9 minutos después de aplicar el correspondiente escalón de carga. En todos los ensayos se ha efectuado un ciclo de carga y descarga al alcanzar los 3 Kp/cm².

De la observación de estos gráficos se extraen varias consecuencias. Hasta las presiones señaladas, se aprecia un comportamiento correspondiente a un suelo rigidizable, es decir, que después de haber experimentado una deformación irreversible y descargado del estado tensional que las ha producido, es capaz de admitir un nuevo estado tensional con deformaciones menores que las sufridas anteriormente. - Este hecho se pone de manifiesto en el primer ciclo de carga y descarga, incluso en un segundo ciclo, cuando se ha alcanzado una presión - de 10 Kp/cm² (Figura V.61). Por otra parte, el comportamiento es sensiblemente elástico entre 1 y 3 Kp/cm², después de haberse ajustado - la placa al terreno antes de haberse alcanzado la presión de 1 Kp/cm².

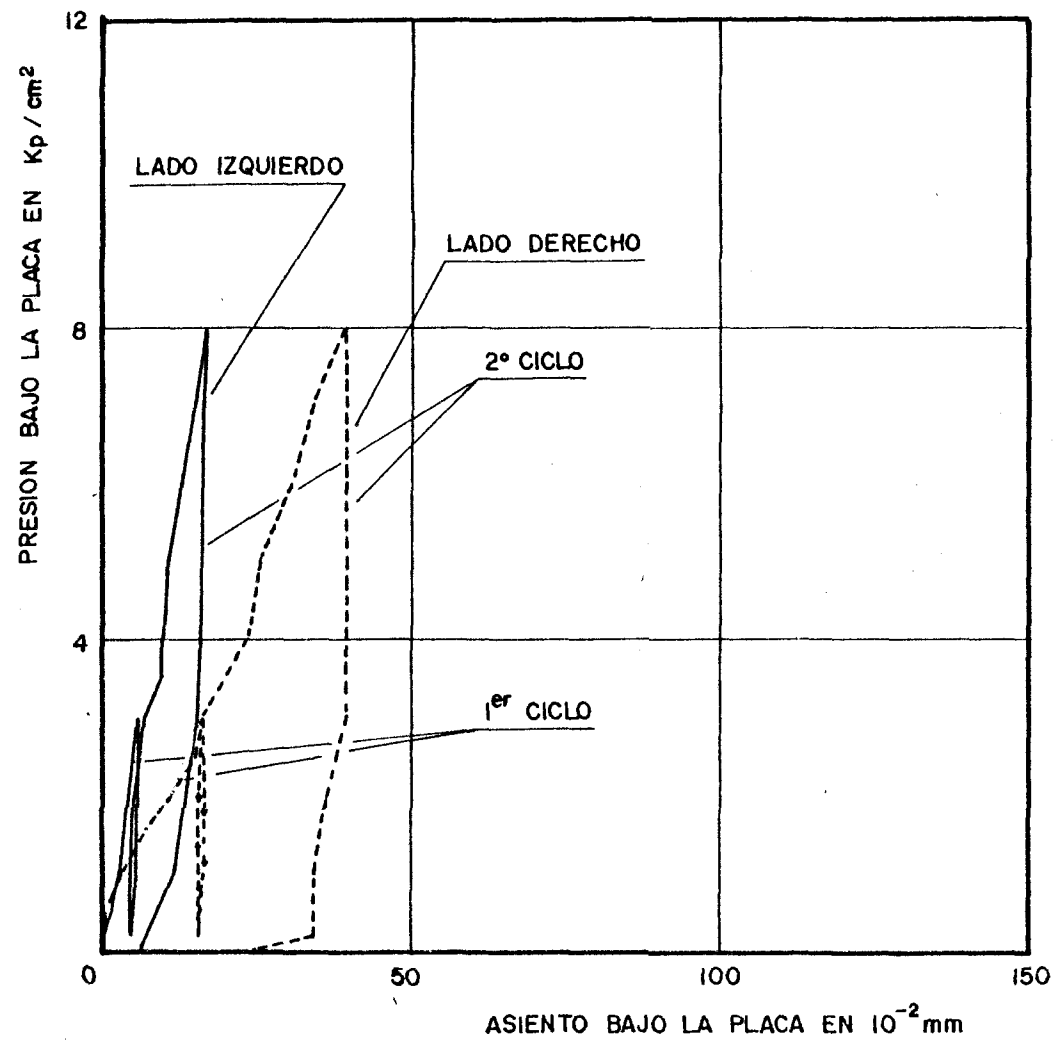


FIG. V. 60.- CURVA TENSION-ASIENTO EN ENSAYO DE CARGA CON PLACA. PUNTO CORRESPONDIENTE A LA MUESTRA M.4. (CIUDAD UNIVERSITARIA)

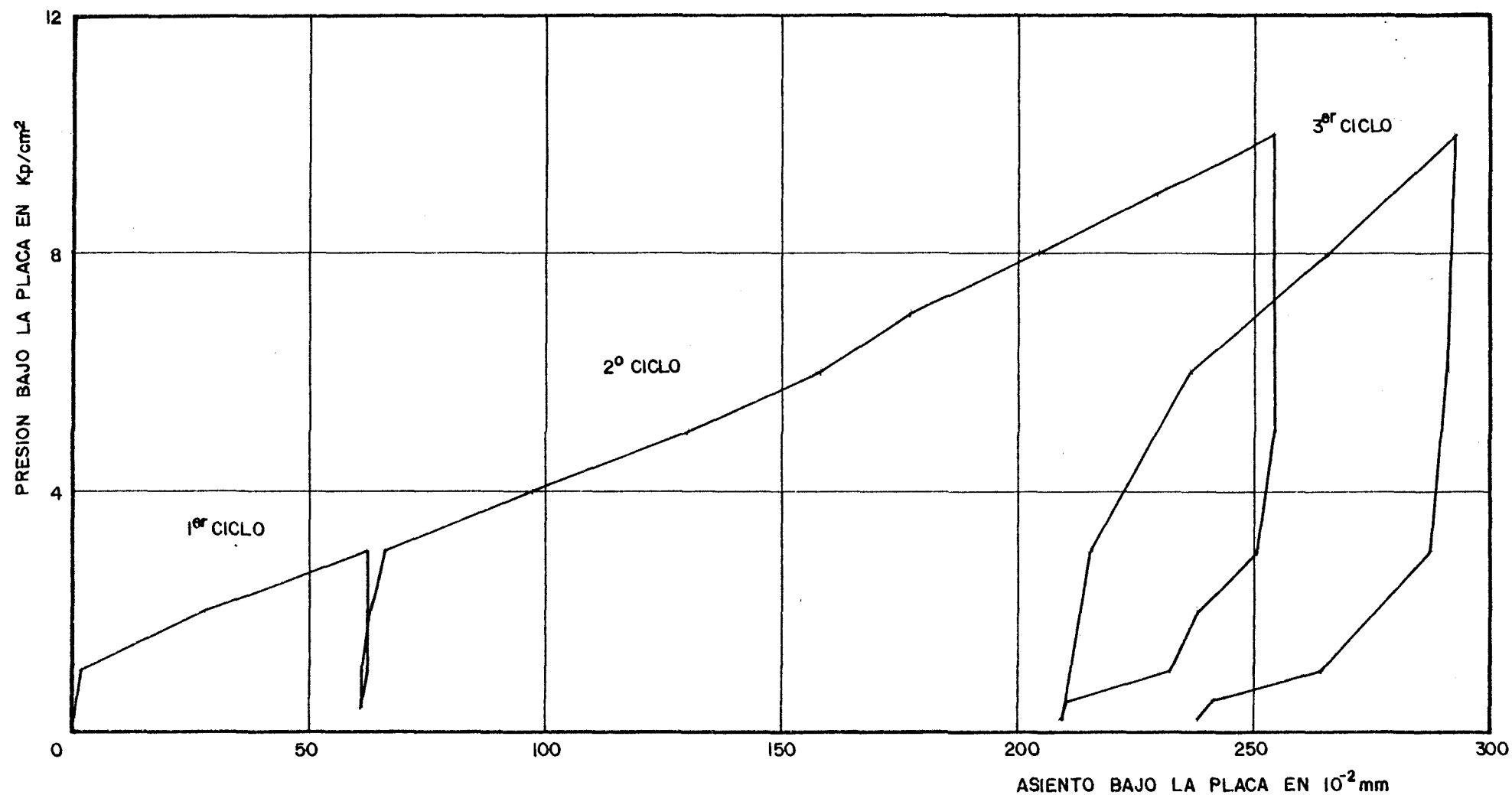


FIG.V.61:- CURVA TENSION - ASIENTO EN ENSAYO DE CARGA CON PLACA. PUNTO CORRESPONDIENTE A LA MUESTRA M.6 (C. UNIVERSITARIA)

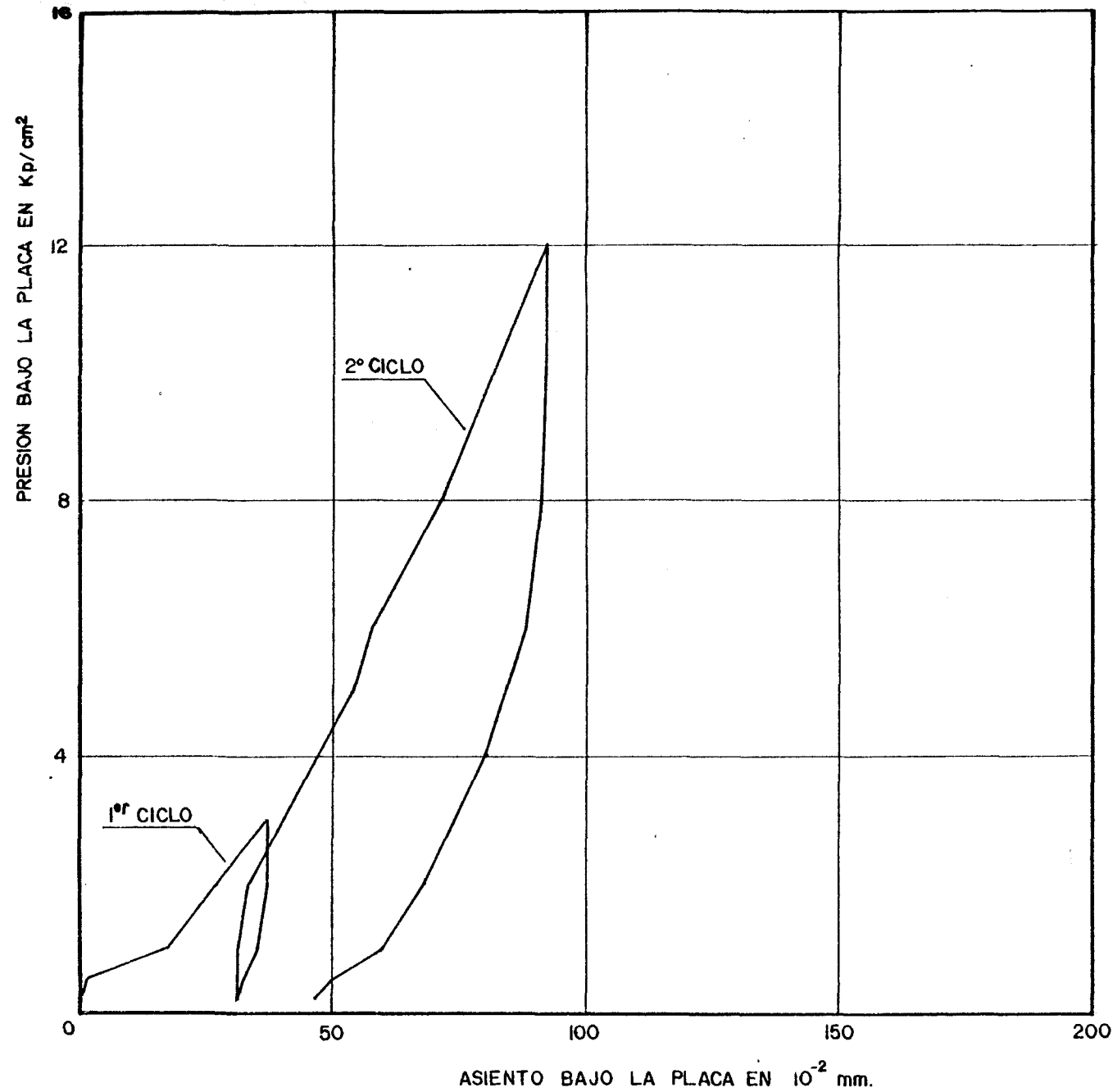


FIG.V. 62.- CURVA TENSION-ASIENTO EN ENSAYO DE CARGA CON PLACA. PUNTO CORRESPONDIENTE A LA MUESTRA M. 8 (CIUDAD UNIVERSITARIA)

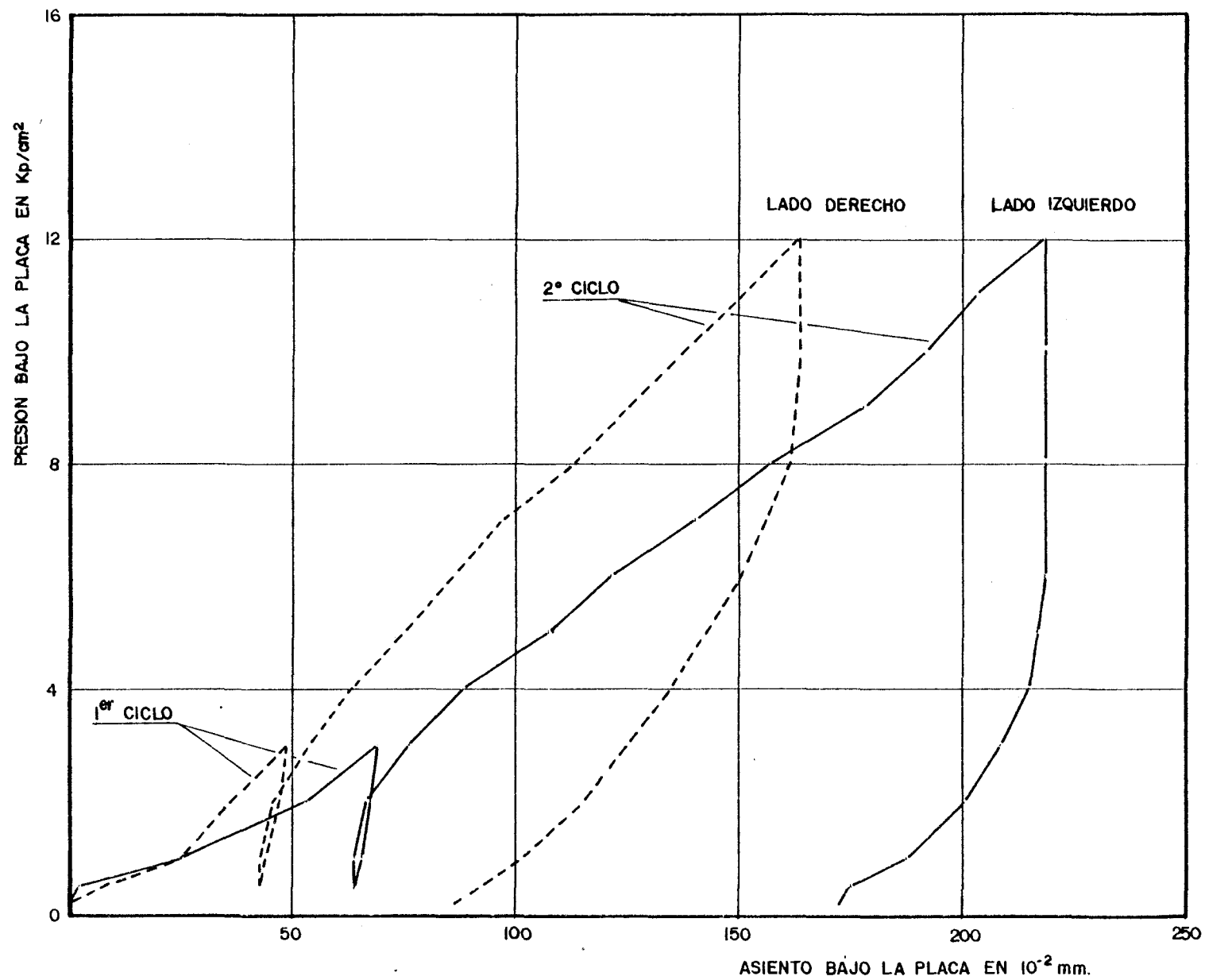


FIG.V.63.- CURVAS TENSION-ASIENTO EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA. PUNTO CORRESPONDIENTE A LA MUESTRA M.II (CIUDAD UNIVERSITARIA)

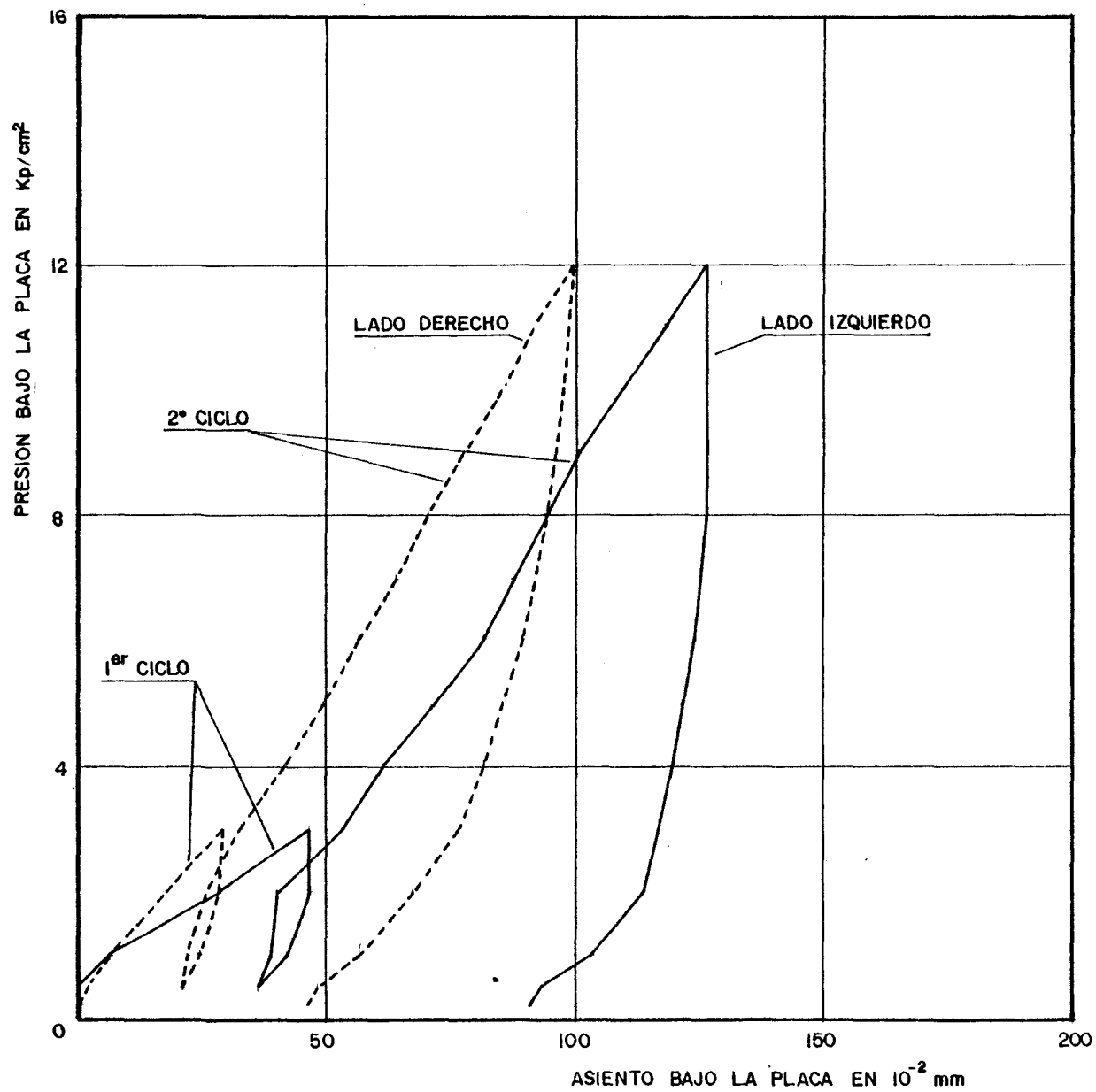


FIG. V.64.- CURVAS TENSION-ASIENTO EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA. PUNTO CORRESPONDIENTE A LA MUESTRA M.13 (CIUDAD UNIVERSITARIA)

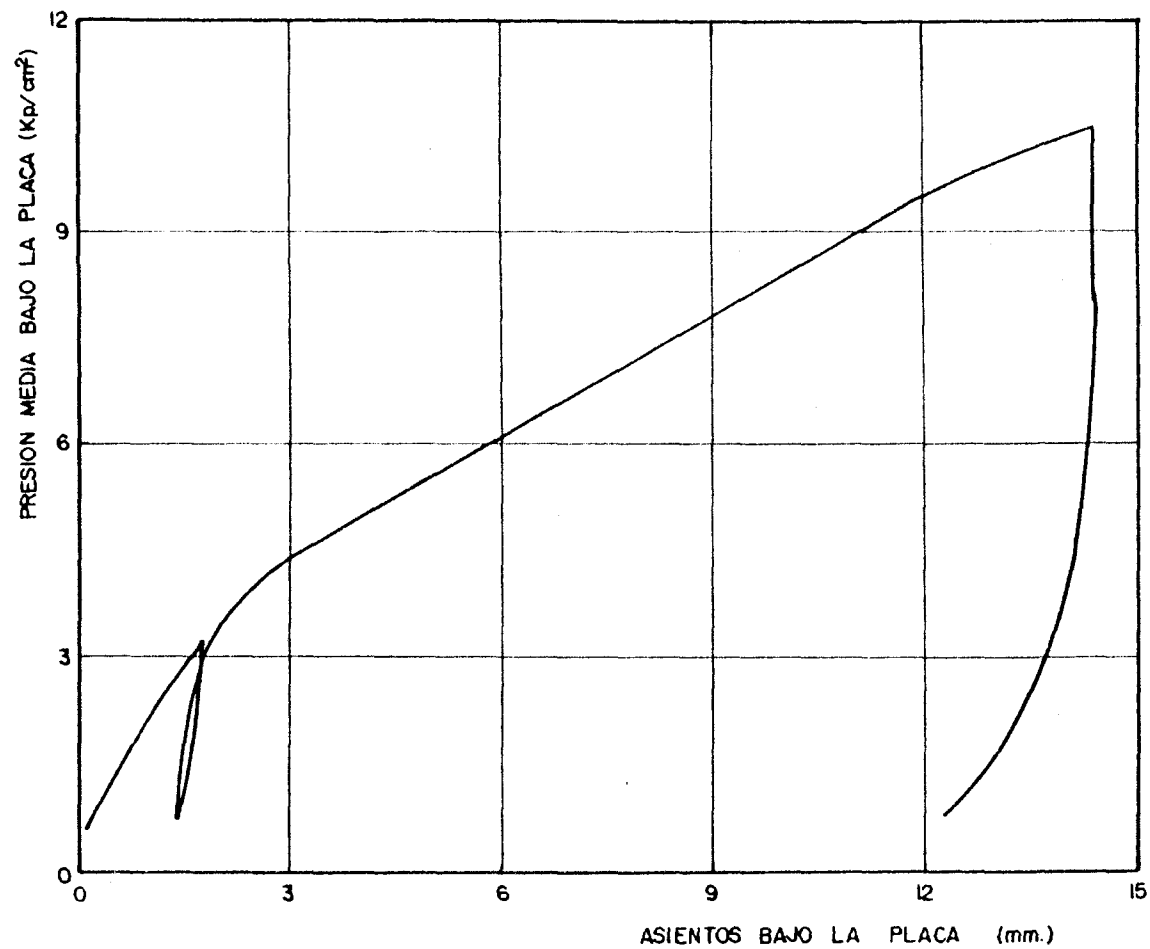


FIG. V. 65.- CURVA TENSION - ASIENTO EN ENSAYO DE CARGA CON PLACA,
CORRESPONDIENTE A LA MUESTRA M.24 (CARABANCHEL)

Las ramas de descarga y recarga, a los 3 Kp/cm^2 , son prácticamente paralelas, siendo irreversible el asiento sufrido bajo esa presión. A continuación, la rama de descarga noval, sigue presentando un comportamiento prácticamente elástico, si bien en algunos ensayos se observa una disminución de la deformación para iguales incrementos de presión, lo que significa un aumento del módulo de deformación del terreno. (Figura V.66). En la rama de descarga final, el terreno apenas si se recupera hasta una presión comprendida entre 4 y 3 Kp/cm^2 , observándose a menor presión una pendiente en la curva tensión-asiento muy -- próxima a la de la rama noval hasta 3 Kp/cm^2 .

Teniendo en cuenta el comportamiento expuesto, exhibido por el suelo, consideramos que el módulo de deformación en los ensayos realizados puede evaluarse a partir del modelo matemático en el que la carga se transmite al terreno mediante una placa rígida, en un semiespacio homogéneo y elástico. Teniendo en cuenta que la estabilización de movimientos se ha conseguido rápidamente, no cabe esperar excesivos asientos diferidos, debidos tanto a la consolidación primaria como secundaria.

En la Figura V.67 se han representado los módulos de deformación obtenidos en los ensayos realizados, en el intervalo 1 - 3 --- Kp/cm^2 . Para su cálculo se ha empleado la expresión: $E = (\Delta p \cdot B(1 - \nu^2)) / p \cdot \Delta p$, debida a Whitman y Richart (1967), en la que se ha supuesto una carga aplicada a un terreno homogéneo y elástico mediante una placa rígida. En la expresión, Δp es el incremento de la presión, B el lado de la pla

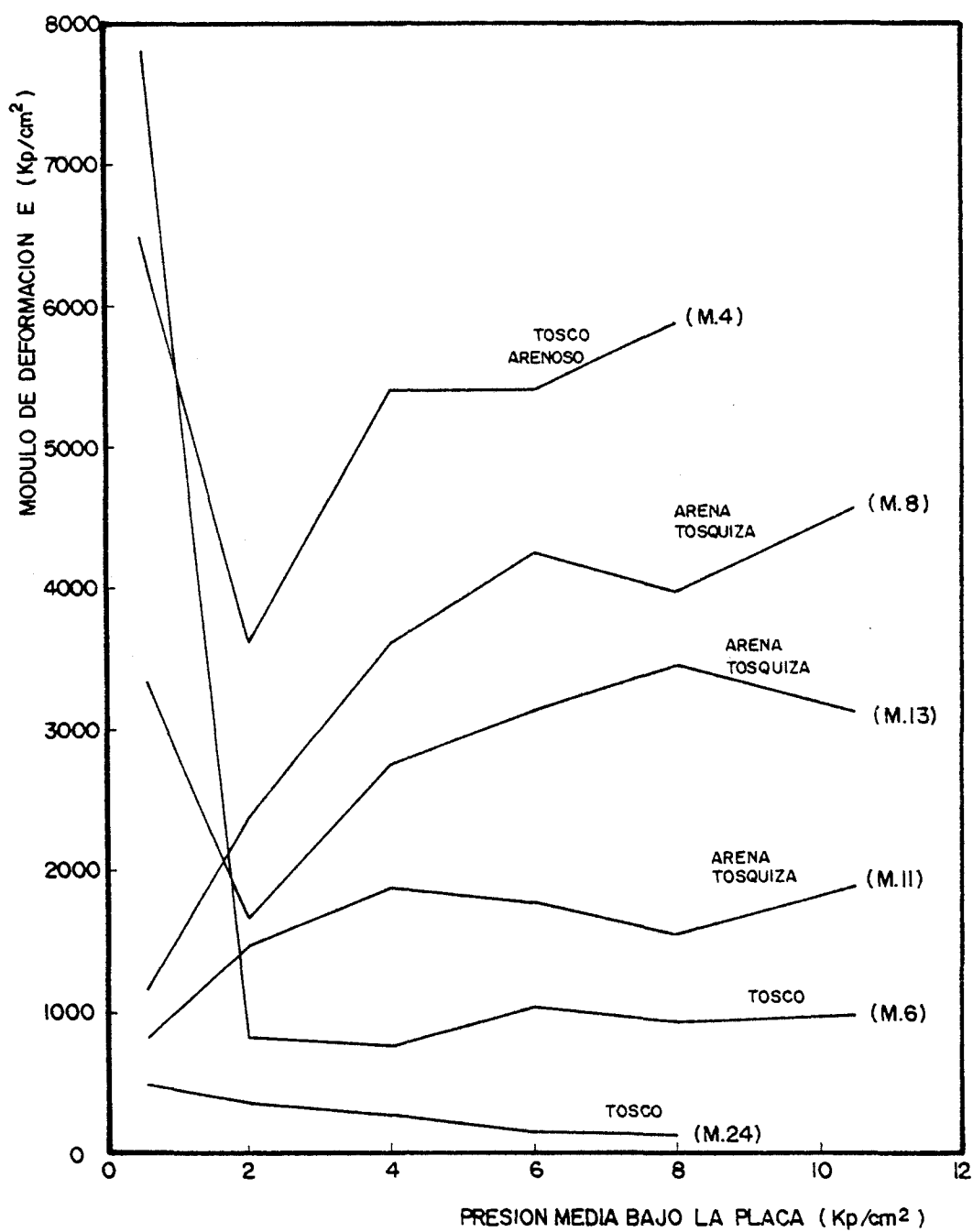


FIG.V.66.- VARIACION DEL MODULO DE DEFORMACION CON LA PRESION.

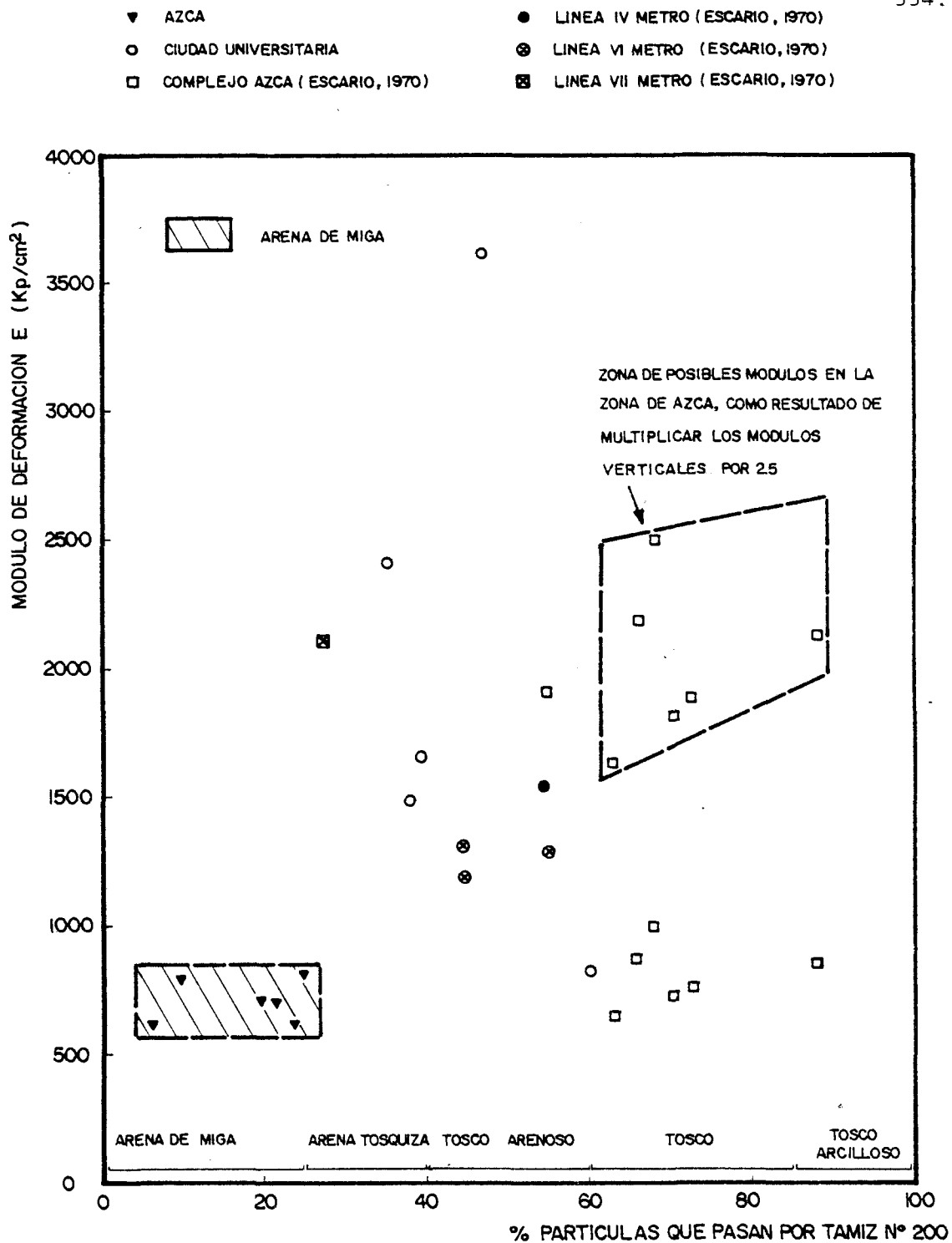


FIG.V.67.- MODULOS DE DEFORMACION OBTENIDOS EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA EN EL INTERVALO 1.0 -3.0 Kp/cm²

ca, β un coeficiente, que para placa cuadrada es 1,08, y $\Delta\phi$ el incremento de asiento. Como valor del coeficiente de Poisson se ha adoptado el valor $\nu = 0,35$, obtenido por Escario y Cuellar (1978) por medios sísmicos en la "arena de miga" y "tosco" de Madrid.

En esa misma figura se han representado también los módulos obtenidos por Escario (1970) en ensayos realizados durante la construcción de las líneas de Ferrocarril Metropolitano, IV, VI y VII, así como en los realizados en el complejo A.Z.C.A. En este gráfico puede apreciarse una tendencia a la disminución del módulo de deformación con el contenido de finos del suelo, variando desde los 2.000 Kp/cm^2 en la arena tosquiza hasta los 600 Kp/cm^2 en el tosco arcilloso, valores que son entre 1,5 y 2 veces inferiores a los obtenidos en la rama de descarga (escalón $1,5-3 \text{ Kp/cm}^2$) en los ensayos edométricos sobre muestras inalteradas inundadas. También se han incluido los módulos de deformación obtenidos por Escario (1970) a partir de ensayos de carga con placa en "arena de miga" del complejo A.Z.C.A., que como puede apreciarse son del mismo orden de magnitud que los deducidos para el tosco, pero claramente inferiores a los de la arena tosquiza, que es el material que más se le parece en cuanto a composición granulométrica y plasticidad.

Finalmente, en las Figuras V.68 y V.69, se ha representado el módulo de deformación frente a la cota y profundidad a la que se han realizado los ensayos. En ambos gráficos, en los que también se han incluido los datos obtenidos por Escario (1970), el módulo tiende

○ CIUDAD UNIVERSITARIA
 × CARABANCHEL
 □ COMPLEJO AZCA (ESCARIO, 1970)

● LINEA IV METRO (ESCARIO, 1970)
 ⊙ LINEA VI METRO (ESCARIO, 1970)
 ⊠ LINEA VII METRO (ESCARIO, 1970)

336.

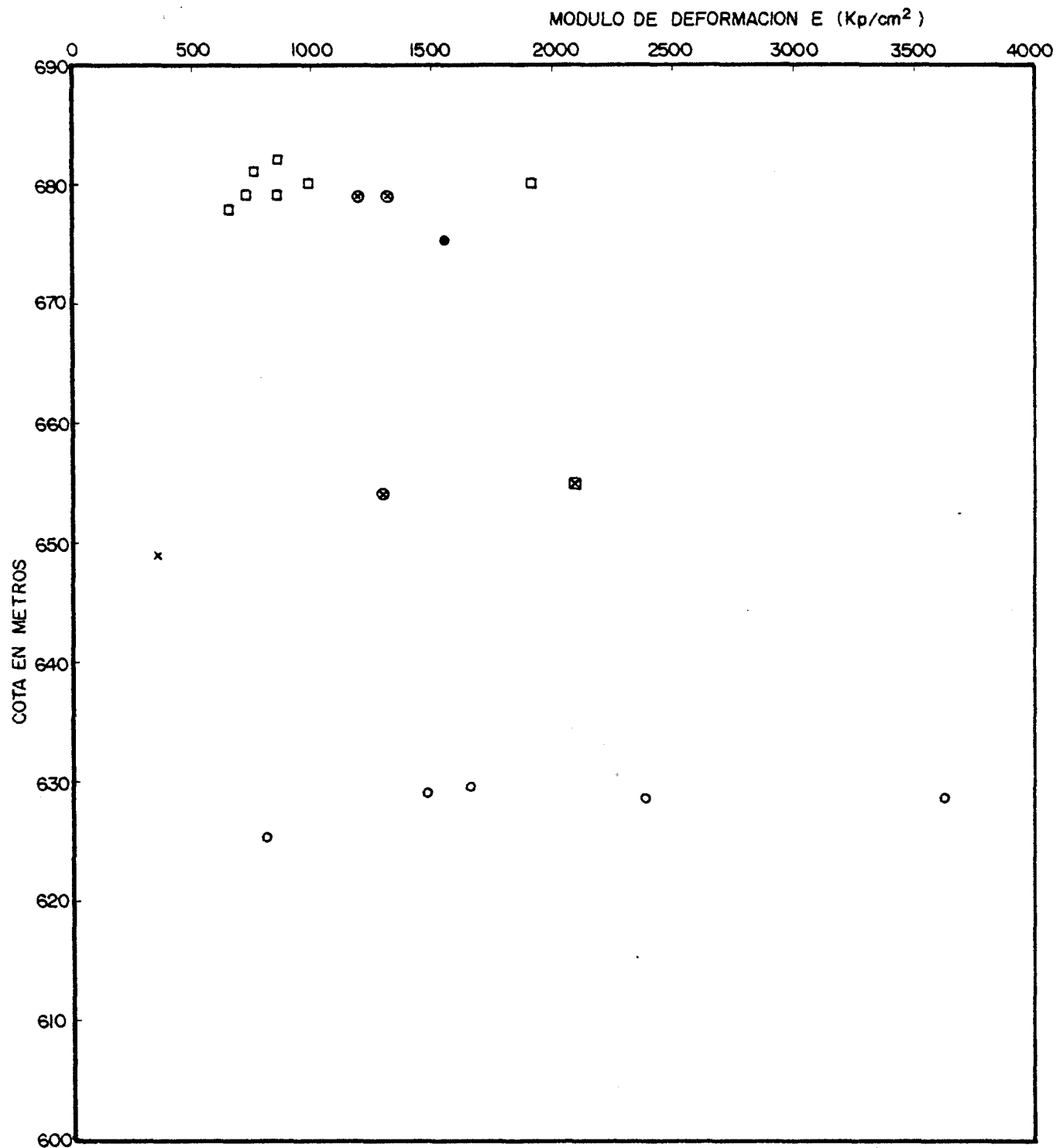


FIG. V.68.- RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA Y LA COTA. INTERVALO 1.0 - 3.0 Kp/cm²

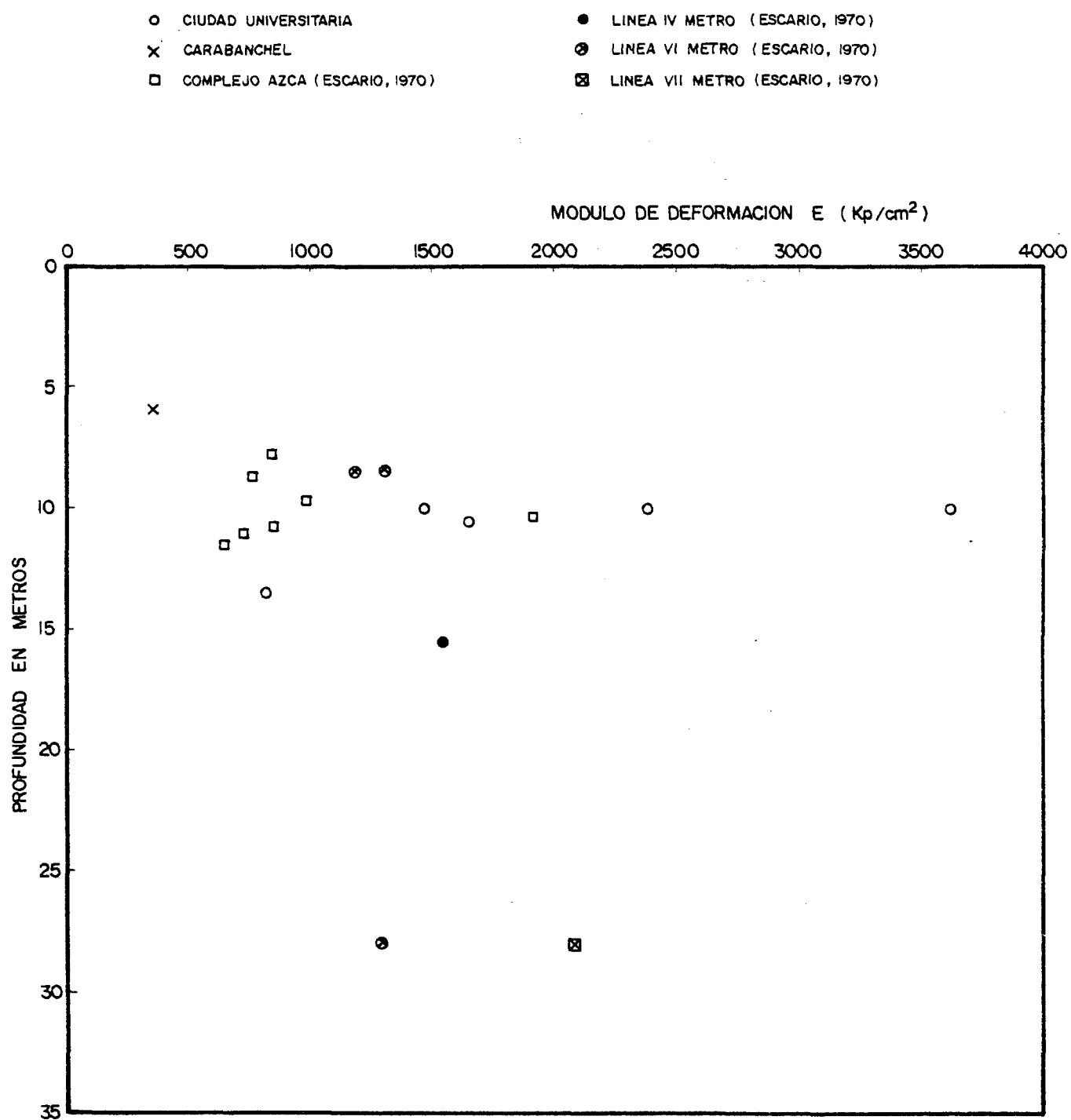


FIG.V.69 - RELACION ENTRE EL MODULO DE DEFORMACION EN ENSAYOS DE CARGA CON PLACA Y LA PROFUNDIDAD. INTERVALO 1.0 - 3.0 Kp/cm²

a aumentar con la profundidad y al disminuir la cota, estando la tendencia más claramente señalada con esta última. Hay que señalar que estas tendencias, pueden quedar en parte enmascaradas por la variación del módulo con el contenido de finos. Entendemos que son pocos los datos disponibles para poder valorar cual de las tres variables, contenido de finos, cota ó profundidad tiene una mayor influencia en los asientos registrados durante el ensayo y por tanto en el módulo de deformación. Incluso los datos procedentes de A.Z.C.A. hay que tomarlos con ciertas reservas, ya que los asientos no se midieron directamente sobre la placa de ensayo, sino a través de la columna transmisora de carga, no habiéndose podido descontar totalmente las deformaciones de esta, por lo que los módulos deben ser superiores a los señalados. En relación con estos ensayos de A.Z.C.A debemos también advertir que se han realizado en dirección vertical, hecho que hay que tener muy en cuenta al momento de compararlos con el resto de ensayos, ya que el módulo de deformación deducido de los ensayos verticales puede ser varias veces menor que el correspondiente a ensayos en dirección horizontal. Oteo (1979) obtuvo una relación entre módulos medidos en horizontal y en vertical de 2,7 en material constituido por "arena de mi-ga" en el área de Tres Cantos, al norte de Madrid. Así mismo, S. Uri-el y Oteo (1976), obtuvieron para dicha relación, en las margas azu-les de Sevilla, valores comprendidos entre 2 y 6, cociente que se re-ducía al aumentar la presión, siendo del orden de 2,5 ó inferior a 12 Kp/cm^2 y entre 1,8 y 4 a 7 Kp/cm^2 .

Volviendo sobre los comentarios hechos acerca de la Figura

V.67, en la que se aprecia una disminución del módulo de deformación al aumentar el contenido de finos, esta aparente apreciación podría no ser cierta si los módulos obtenidos en A.Z.C.A. se multiplicasen por un factor comprendido entre 2,5 y 3, teniendo en cuenta los aspectos comentados más arriba, es decir, que se trata de ensayos verticales y que los asientos registrados serían menores si se descontase totalmente la deformación de la columna transmisora de carga. La tendencia que se apreciaría, una vez efectuada esta corrección y considerando la zona punteada en la Figura V.67 como posibles valores para los módulos horizontales en A.Z.C.A., estaría de acuerdo con lo observado en los ensayos edométricos, en los que el módulo aumenta con el contenido de finos.

CAPITULO VI

ANALISIS Y COMPARACION DE RESULTADOS.

VI.1.- COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Anteriormente se han expuesto y comentado los resultados obtenidos, relativos a la deformabilidad de los suelos tosquizos de Madrid, en los distintos tipos de consolidómetros, célula triaxial, así como - los directamente determinados "in situ" mediante ensayos de carga con placa, por lo que limitaremos el contenido de este apartado a la comparación de los módulos obtenidos bajo esas diversas condiciones de ensayo, dejando para el último apartado de este capítulo las conclusiones acerca de las medidas efectuadas, metodología seguida y la que proponemos para un futuro.

En lo que sigue se van a comparar los parámetros de deformabilidad obtenidos por diversos procedimientos. Para ello se comparan, principalmente módulos elásticos aparentes, lo cual supone que se está considerando el material en régimen elástico, con los condicionantes que - se indican en cada caso, intervalo de presión variación lineal con la profundidad, etc.. La bondad relativa de esta elección procede de la considerable resistencia del tosco, que hace que, para las presiones de trabajo de las cimentaciones habituales, la linealidad $\sigma' - \epsilon$ sea aceptable como se ha podido ver en los triaxiales y cargas con placa.

En las Figuras V.46 y V.47 puede apreciarse que en los ensayos edométricos realizados sobre muestras inalteradas de tosco arenoso y -- tosco, los mayores módulos edométricos corresponden a los ensayos efectuados sobre muestras en las que se conserva la humedad natural y los -

menores a los ensayos C.R.S., estando los módulos muy influenciados, en estos últimos ensayos, por la velocidad de deformación y sobre todo por la influencia del agua a presiones de hasta 4 Kp/cm^2 , con objeto de saturar las probetas. En todos los casos, el módulo edométrico aumenta con la presión vertical efectiva desde presiones muy bajas comprendidas entre $0,2$ y $0,8 \text{ Kp/cm}^2$, hasta alcanzar una presión del orden de 6 K/cm^2 , a partir de la cual existe una tendencia a mantenerse constante.

Al comparar los módulos edométricos obtenidos en esos ensayos con la cota de procedencia de las muestras no se aprecian correlaciones claras, sin embargo creemos interesante aprovechar las tendencias observadas, expresando la variación del módulo con la profundidad a -- partir de la cota 680 metros. Las siguientes relaciones no deben entenderse como definitivas, pero sí nos dan idea de un orden de magnitud -- para poder comparar con otros resultados y sacar las oportunas deducciones. Solo consideraremos los resultados de los ensayos edométricos sobre muestras inalteradas en los que se conserva la humedad natural por ser éstos los que podrían considerarse más representativos de todos -- los ensayos edométricos de tipo convencional. Esto es suficiente para los propósitos de comparación que pretendemos. Así, en la Figura V.28, en los ensayos edométricos en los que se conserva la humedad natural, correspondientes a los escalones $0,8 - 1,5 \text{ Kp/cm}^2$ y $1,5 - 3,0 \text{ Kp/cm}^2$, de la rama noval, puede estimarse entre las cotas 600 m. y 680 m. un incremento del módulo edométrico, D , de 600 Kp/cm^2 con un valor mínimo para el mismo de 100 Kp/cm^2 , lo que suponiendo una ley de variación lineal del módulo con la profundidad como parece mostrar la Figura, -

nos proporciona la siguiente expresión: $D_1 = 100 + 7,5z$ (VI.1.), donde D_1 viene en Kp/cm^2 y z en metros. El gradiente deducido para el módulo es por tanto de $7,5 \text{ Kp/cm}^2$ por metro de profundidad. En la Figura V.29 y para el mismo tipo de ensayos correspondiente a los escalones $3,0 - 6,0 \text{ Kp/cm}^2$ y $6,0 - 12,0 \text{ Kp/cm}^2$, puede estimarse un incremento del módulo edométrico de 1000 Kp/cm^2 entre las cotas 600 m. y 680 m. con un valor mínimo para aquél de 200 Kp/cm^2 . El gradiente del módulo obtenido es ahora $12,5 \text{ Kp/cm}^2$ por cada metro de profundidad, por lo que la ley de variación es: $D_2 = 200 + 12,5z$ (VI.2.) donde, como antes, D_2 viene en Kp/cm^2 y z en metros.

Si consideramos la rama de descarga correspondiente al escalón $12,0 - 3,0 \text{ Kp/cm}^2$, en los mismos ensayos, llevados a cabo en células especiales en los que se conserva la humedad natural, el gradiente del módulo que puede estimarse entre las cotas anteriormente citadas es de 45 Kp/cm^2 por cada metro de profundidad, con un módulo mínimo de 1.500 Kp/cm^2 a la cota de 680 m. Suponiendo, igualmente, una variación lineal del módulo edométrico en descarga con la profundidad, la expresión que se obtiene es: $D_3 = 1500 + 45z$ (VI.3.), con D_3 en Kp/cm^2 y z en metros.

Debemos señalar que el módulo edométrico no es equivalente al módulo de deformación que se maneja más abajo. La relación entre ambos es $E = D (1 - \nu - 2\nu^2)/(1 - \nu)$ y para $\nu = 0,35$, $E = 0,623 D$.

En los ensayos triaxiales con drenaje, pueden deducirse le-

yes similares a las anteriores a partir de las Figuras V.58 y V.59, en las que como puede apreciarse, el módulo de deformación permanece constante, (tomando valores del orden de 250 Kp/cm^2 para presiones de confinamiento comprendidas entre $0,5$ y $1,5 \text{ Kp/cm}^2$ y del orden de 375 --- Kp/cm^2 para presiones de confinamiento entre $1,5$ y $3,5 \text{ Kp/cm}^2$), entre las cotas 655 m. y 680 m. A partir de la cota de 655 metros puede estimarse en dichas figuras un gradiente de 50 Kp/cm^2 por metro de profundidad cuando la presión lateral en los ensayos está comprendida entre $0,5$ y $1,5 \text{ Kp/cm}^2$ y de $62,5 \text{ Kp/cm}^2$ cuando la presión lateral se sitúa entre $1,5$ y $3,5 \text{ Kp/cm}^2$, por lo que las leyes de variación del módulo E (en Kp/cm^2) las podríamos expresar a partir de la cota 655 metros:

$$E_{c1} = 250 + 50z \text{ (z en metros) } (0,5 \leq \sigma'_3 \leq 1,5 \text{ Kp/cm}^2) \text{ (VI.4)}$$

$$E_{c2} = 375 + 62,5z \text{ (z en metros) } (1,5 < \sigma'_3 \leq 3,5 \text{ Kp/cm}^2) \text{ (VI.5)}$$

Sin embargo, si partimos de los gráficos de las figuras V.56 y V.57, en las que se ha relacionado el módulo de deformación con la profundidad de la que procede la muestra independientemente de la cota a la que está situada, se deducen unos gradientes $2,4$ veces superiores a partir de la profundidad de 15 metros, con lo que las variaciones del módulo E (en Kp/cm^2) se pueden expresar:

$$E_{p1} = 250 + 120 z \text{ (z en metros) } (0,5 \leq \sigma'_3 \leq 1,5 \text{ Kp/cm}^2) \text{ (VI.6)}$$

$$E_{p2} = 375 + 150 z \text{ (z en metros) } (1,5 < \sigma'_3 \leq 3,5 \text{ Kp/cm}^2) \text{ (VI.7)}$$

La medida de la deformación "in situ" mediante ensayos de carga con placa nos proporciona módulos de deformación del terreno superiores a los deducidos en los ensayos triaxiales y claramente supe-

riores a los módulos edométricos obtenidos en las distintas células edométricas. Si, igual que en los casos expuestos, expresamos la variación del módulo de deformación E (en Kp/cm^2) (en el intervalo de carga $1,0 - 3,0 \text{ Kp/cm}^2$) con la profundidad, partiendo de la cota de 680 metros, se obtiene, de la Figura V.68, la siguiente expresión.

$$E = 1000 + 36z \text{ (z en metros) (VI.8).}$$

Si bien el módulo obtenido para la cota 680 metros es sensiblemente mayor que los deducidos a partir de ensayos de laboratorio el gradiente, 36 Kp/cm^2 por metro de profundidad es del orden de 1,5 veces menor del que se obtiene a partir de los ensayos triaxiales. Este gradiente puede estimarse en 133 Kp/cm^2 por metro si consideramos la Figura V.69 en la que con los datos disponibles se ha representado la variación del módulo de deformación con la profundidad. En la Figura VI.1. se ha representado la variación del módulo edométrico ó de deformación (correspondiente a los ensayos triaxiales ó de carga con placa) con la cota y como puede apreciarse existe bastante disparidad, tanto en el módulo inicial, a la cota 680 m., como en su gradiiente.

Queremos ilamar la atención sobre el hecho de que el gradiiente del módulo de deformación, según las leyes de variación expuestas, es varias veces mayor, 2,4, partiendo de los ensayos triaxiales, y 3,7 partiendo de los ensayos de carga con placa, si consideramos la variación del módulo con la profundidad, en vez de referirlo a la cota. En nuestra opinión y más adelante insistiremos en ello, este he-

cho tiene la siguiente explicación. Es más importante la influencia de la decompresión del terreno a profundidades próximas a la topografía actual que la influencia de la cota, con el papel que ésta juega al tener en cuenta la carga de preconsolidación debida al suelo desaparecido por erosión. Recuerdese que en las figuras V.56 y V.57, en las que el módulo de deformación está referido a la profundidad de procedencia de la muestra, independientemente de la cota, aquél permanece -- prácticamente constante hasta una profundidad comprendida entre 15 y 20 metros.

Independientemente de la profundidad, cota ó contenido de finos de las muestras de referencia, se ha reflejado en la Figura VI.2. la variación de los módulos obtenidos bajo las distintas condiciones de ensayo, tanto en laboratorio como directamente "in situ".

En el siguiente apartado se exponen los movimientos registrados bajo un edificio de gran altura, cimentado en un suelo tosquizo de Madrid. Se trata del único caso del que tenemos conocimiento en los - que dichos movimientos se han controlado durante la construcción. Los datos y módulos que se comentan constituyen una aportación importante, por tratarse de un ensayo de carga a gran escala, del que se deducen - interesantes y nuevas consecuencias que no pueden obtenerse a partir de un ensayo de carga con placa en el que el volumen de terreno afectado es pequeño.

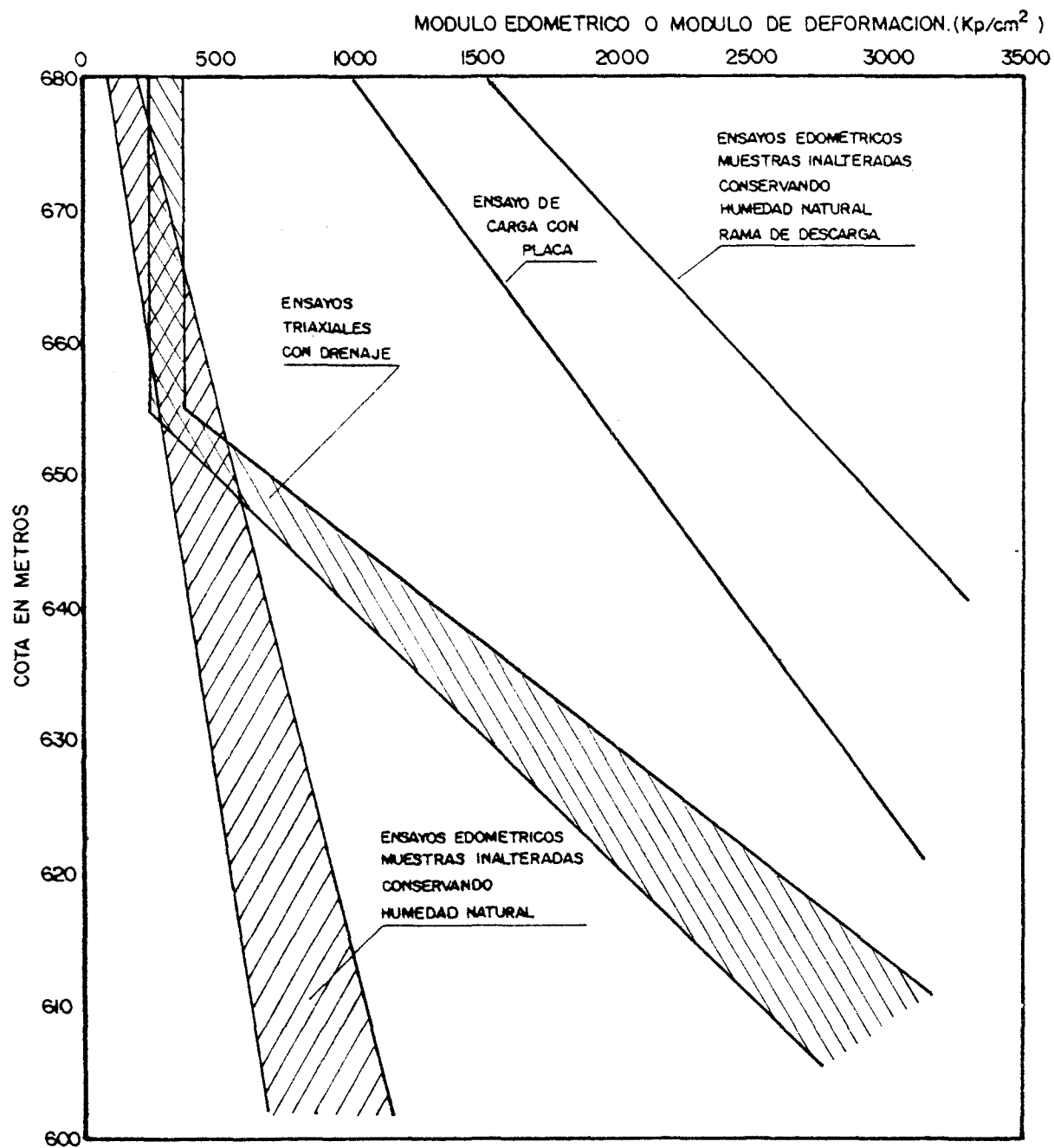


FIG.VI.1.- VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO O DE DEFORMACION CON LA COTA.

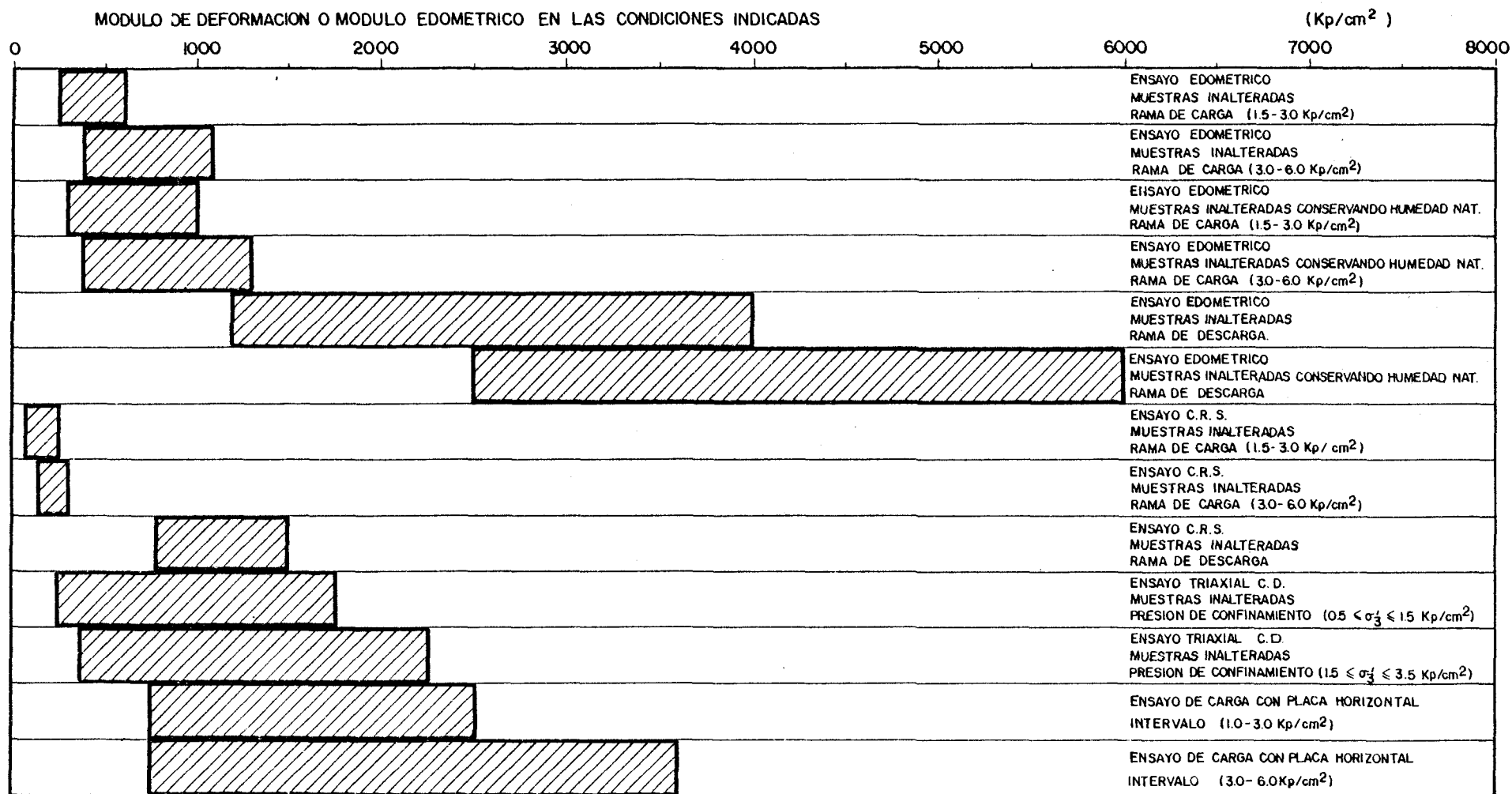


FIGURA VI.2.- RANGO DE VARIACION DEL MODULO EDOMETRICO O DE DEFORMACION BAJO DISTINTAS CONDICIONES DE ENSAYO EN LOS SUELOS TOSQUIZOS DE MADRID

VI.2.- DEFORMABILIDAD MEDIDA EN A.Z.C.A.

En uno de los edificios del complejo comercial de A.Z.C.A.- situado en el centro de Madrid, sobre la cota 687 m. y junto a la vaguada de la Castellana, se efectuaron, bajo la dirección de V. Escario medidas de asientos mientras duró su construcción entre el mes de Noviembre de 1975 y Enero de 1.978.

El edificio consta de 34 plantas, 5 de las cuales son sótanos y está cimentado sobre una losa de hormigón armado de 2 metros de canto, la cual apoya sobre una capa de hormigón pobre de aproximadamente 1,80 metros de espesor, puesta en obra con objeto de eliminar la existencia de un nivel de arena. La placa de cimentación es rectangular, con unas dimensiones de $(21,7 \times 44,00) \text{ m}^2$, iguales que la de hormigón pobre. La estructura del edificio tiene un núcleo central de dimensiones aproximadas $(15,50 \times 11,50) \text{ m}^2$, el cual aumenta la rigidez de la placa de cimentación.

Toda la zona de A.Z.C.A. ha sido estudiada por Escario (1970) mediante sondeos mecánicos y toma de muestras, concretamente uno de los sondeos efectuados en la implantación del edificio, proporciona el perfil representado en la Figura VI.3. En este perfil puede apreciarse un potente nivel de suelos tosquizados a partir de la profundidad de 15,50 metros (cota de cimentación), con algunas intercalaciones de suelos más arenosos ("arena de miga").

PROF. m.	ELEVACION 686.62	S.P.T. N PENETR. (cm)	PEN. BOLSILLO Kg/cm ²	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE			LIMITE ATTERBERG.		% PASA POR TAMIZ N° 200
				H %	DENS.	Kg/cm ²	LL	IP	
0.70		32 (30)							
		56 (30)							
		82 (30)							13.7
		77 (30)							
10.80									
11.88									
12.25		(41)(6)	> 4.5	15.6	1.71	4.50	42.7	21.9	77 y 26.6
13.30		50 (10)							12.4
15.50		72 (17)							
18.90		45 (10)	> 4.5	9.6 10.1	1.96 2.10	13.94 8.92	33.1	14.8	69.3
20.50									
		50 (7)	> 4.5	17.0 11.6	1.76 2.06	14.20 15.76			
			> 4.5						
		75 (0)	> 4.5	8.6 9.7	2.04 2.12	8.20 14.25			
			> 4.5				32.9	15.2	58.7
		40 (5)	> 4.5	12.4 9.6	2.00 2.06	12.22 10.40			
			> 4.5						
		82 9.2		12.22 2.02	19.51 16.30				
31.55		60 (8)							11.0
		40 (4)							
35.00									
		80 (10)	> 4.5	22.9 24.7	1.53 1.51	6.30 5.90			
			> 4.5	20.3	1.73	13.70	51.5	19.7	90.1
			> 4.5						
			> 4.5	12.7 13.9	1.86 1.86	13.37 23.70	37.3	18.2	
			> 4.5						
			> 4.5	10.6 9.3	2.07 2.08	23.87 17.12			
49.50		100 (0)	> 4.5						



RELLENO



ARENA ARCILLOSA



ARENA ARCILLOSA



ARCILLA ARENO-LIMOSA



LIMO ARENO ARCILLOSO

FIG. VI.3. REGISTROS DE SONDEOS Y RESULTADO DE ENSAYOS
EN AZCA (Escarlo, 1978)

Para medir los asientos se instaló un primer punto de referencia en la capa de hormigón pobre para controlar los asientos de la losa de cimentación. Construida esta se instalaron en ella nuevos puntos de referencia y una vez terminado el 4º sótano se dispusieron 11 definitivos puntos de referencia. Los movimientos de estas referencias se controlaron desde 4 puntos próximos, pero suficientemente alejados de la construcción para no verse afectados por esta.

La curva presión-asiento obtenida es la representada en la Figura VI.4. Esta curva es practicamente lineal a partir de la presión de $1,4 \text{ Kp/cm}^2$, estando, antes de alcanzarse esta presión, posiblemente afectada, según Escario (1978), por construcciones y rellenos próximos, así como por movimientos debidos a la retracción del hormigón, - durante el primer periodo de carga. Si se prolonga la parte recta de la curva, (a partir de la presión de $1,4 \text{ Kp/cm}^2$) se observa que no pasa por el origen, siendo necesario para ello un salto de 0,4 mm.

Los asientos no han sido uniformes a lo largo de los dos perfiles de la losa en los que se han medido. Como puede verse en la Figura VI.5, los asientos diferenciales son del orden de 3 mm., es decir - un 25% mas en el centro que en los extremos.

En la primera interpretación de estos resultados, (Escario - (1978)), la parte recta de la curva se trasladó al origen, lo que significa un asiento medio bajo la placa de 1,11 cm. para una presión media de $3,57 \text{ Kp/cm}^2$ al final de la construcción. De esta forma se de--

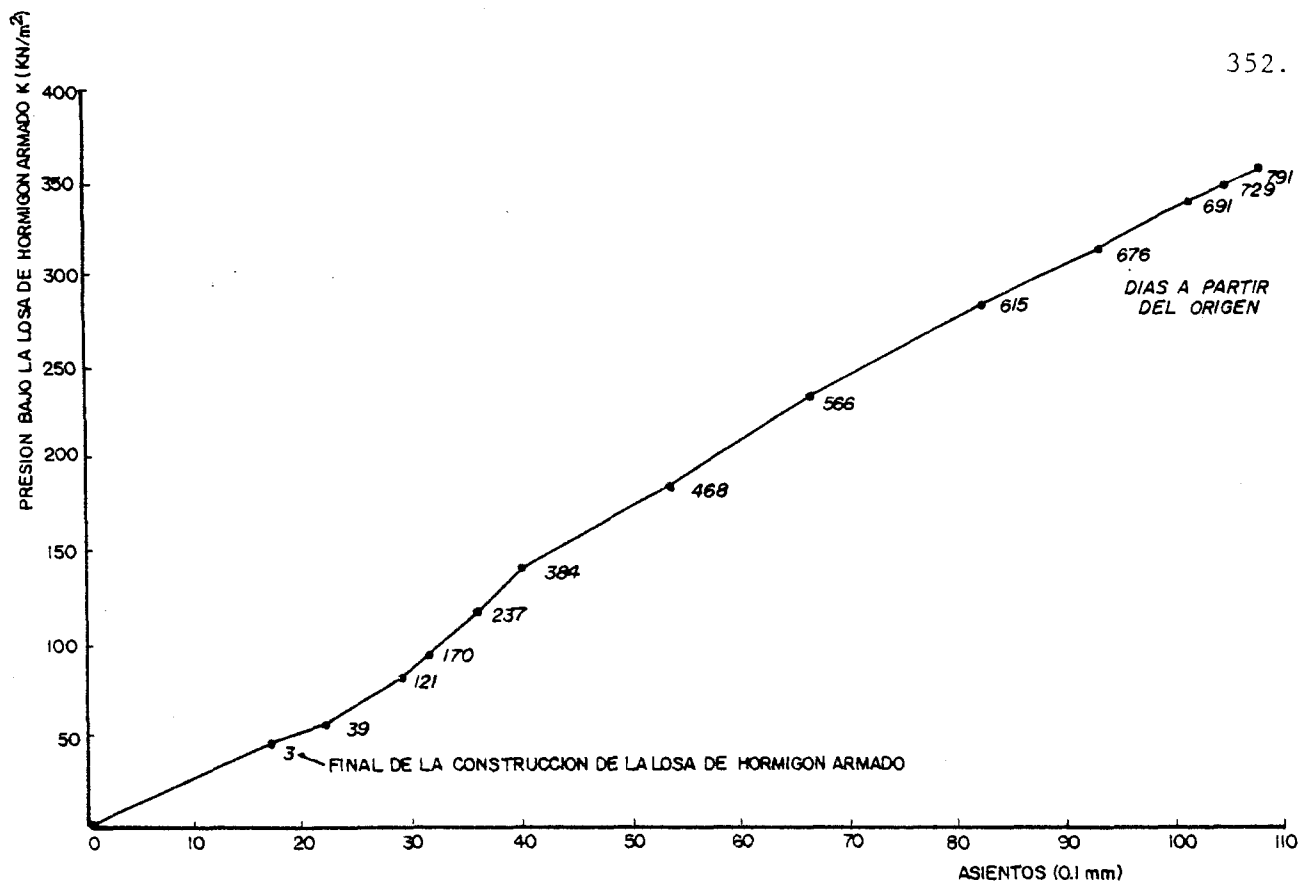


FIG. VI.4.- CURVA CARGA-ASIENTO DE LA LOSA DE UN EDIFICIO EN AZCA (Escario, 1978)

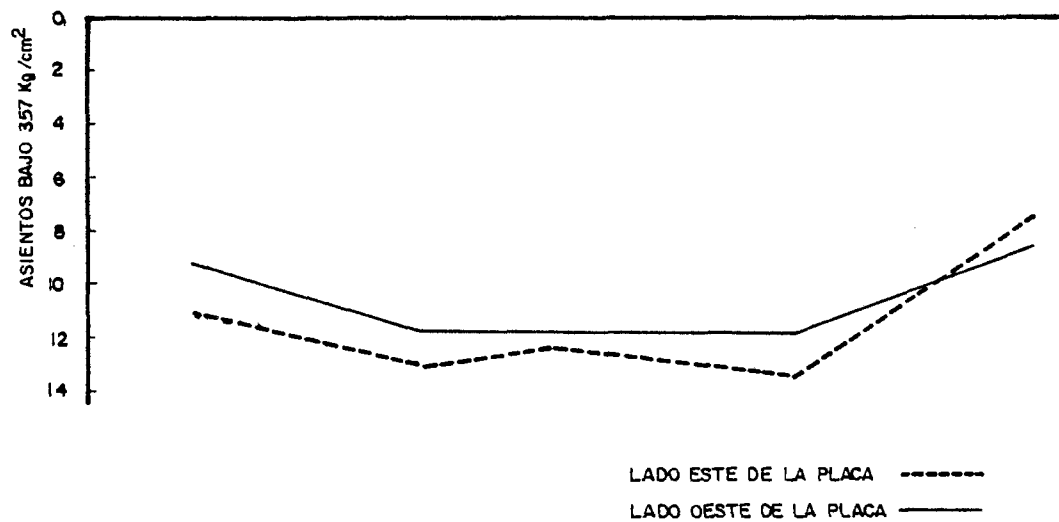


FIG. VI.5.- ASIENTOS EN LOS PERFILES LONGITUDINALES DE LA PLACA.

terminó el módulo de deformación del terreno en la hipótesis de placa rígida apoyada en un semiespacio homogéneo y elástico. Se supuso también un coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$. En las condiciones expuestas, el asiento de la placa rectangular, dado por Giraud (1972) tiene la expresión: $p = (1 - \nu^2/E) B p \bar{P}$, donde B, es el ancho de la losa; p es la presión uniformemente aplicada, E el módulo de elasticidad del suelo y \bar{P} el coeficiente que depende de la relación L/B (L longitud de la losa).

Para $L/B \approx 2$, $\bar{P} = 1,21$, con lo que se obtiene un módulo de deformación $E = 6.350 \text{ Kp/cm}^2$.

En esta primera interpretación de los resultados, Escario (1978), advierte que varios factores pueden alterar el módulo obtenido. En primer lugar el valor adoptado para ν , que si en vez de 0,5 - fuese 0,3 (valor que el autor estima bajo), el módulo aumentaría un 20%. Otra circunstancia que modifica el módulo radica en el hecho de que la placa no apoya directamente sobre la superficie sino a una determinada profundidad. De la relación dada por Fox (1948) y reproducida por Little (1961) entre el asiento a una profundidad z y el asiento en superficie, función de la geometría de la cimentación y del coeficiente de Poisson, Escario (1978), estima una reducción de E del orden del 5%. Finalmente otra circunstancia que altera el valor de E obtenido es el hecho de que la placa de cimentación no es rígida. Teniendo en cuenta este factor, Escario (1978), estima que el aumento del módulo, según la expresión dada por Fox (1948) para placa rectangular -- flexible, sería de un 6%, pero que dicho autor reduce a un 3% al no ser tampoco perfectamente flexible la losa de cimentación. Considera que -

este aumento del módulo cancela la reducción debida al factor de profundidad, llegando finalmente a la conclusión de que un módulo $E = 6000 \text{ Kp/cm}^2$ podría ser más representativo.

Sin embargo los ensayos de carga con placa efectuados por Escario (1970) en A.Z.C.A. proporcionan módulos de deformación que en general están comprendidos entre 600 Kp/cm^2 y 800 Kp/cm^2 . Estos ensayos fueron realizados en dirección vertical, en el fondo de pozos y a una profundidad comprendida entre 8 y 12 metros, no habiéndose descon^utado totalmente la deformación de la columna transmisora de la carga, (lo cual es complicado, debido a los diversos medios de unión), ya -- que los asientos de la placa se registraron en la parte superior de ésta. Por esta razón, dicho autor señala que esos módulos deben consi^uderarse como un límite inferior.

En esta interpretación preliminar se consideró un coeficién^ute de Poisson de 0,5. Posteriormente, Cuellar y Escario (1978) determinaron, en dos puntos distintos de Madrid, en la "arena de miga" y -- suelos tosquizados, mediante procedimientos geofísicos, (a partir de la relación de las velocidades de propagación de ondas longitudinales y transversales) el coeficiente de Poisson. El valor de ν que resultó a partir de estas mediciones es 0,35.

En una segunda interpretación de las medidas de asientos en el edificio de A.Z.C.A., Escario et al. (1979), se consideró el valor de $\nu = 0,35$. Así mismo se tuvo en cuenta el rozamiento lateral en la-

losa de cimentación, equivalente a un 15% de la carga total, (Kaldjian, 1969), pero la disminución del módulo que supone este efecto se compensa, aproximadamente, con el aumento que resulta de considerar - el distinto valor adoptado para el coeficiente de Poisson, por lo que de nuevo se llega a un valor de E del orden de 6000 Kp/cm^2 .

Los módulos de deformación obtenidos por Escario (1970), en A.Z.C.A. y estudios previos a la construcción de las líneas de Ferrocarril Metropolitano, IV, VI y VII, incluso corregidos, al considerar para ν el valor de 0,35, lo que supone un aumento de un 17% para aquellos, están aún lejos del módulo deducido a partir de los asientos del edificio de A.Z.C.A.

Asumiendo que en superficie el módulo de deformación puede variar entre 1000 Kp/cm^2 y 1500 Kp/cm^2 (valores medios, deducidos de los ensayos de carga con placa, (Escario, 1970) en AZCA y en la construcción de líneas de FF.CC. Metropolitano, con $\nu = 0,35$) Escario et al. admiten una ley de crecimiento del módulo con la profundidad, ley que según las teorías de Brown y Gibson (1973) resulta ser:

$$E = 1000 + 400 z \quad (E \text{ en } \text{Kp/cm}^2 \text{ y } z \text{ en metros})$$

$$E = 1500 + 330 z \quad (E \text{ en } \text{Kp/cm}^2 \text{ y } z \text{ en metros})$$

dependiendo del valor de E adoptado en la superficie.

Finalmente los autores citados señalan que los valores expuestos para el módulo de deformación deben considerarse con las reservas que suponen los hechos de ser una sólo medida de asientos en un edificio de gran altura, con inciertas interpretaciones del efec-

to de profundidad de la losa de cimentación, comportamiento intermedio entre losa rígida y flexible, efectos de excavaciones, rellenos y construcciones próximas. Así mismo hay que tener en cuenta que los valores de E se han deducido para una determinada geometría y tipología de cimentación.

Lo que resulta claro es que estos valores son apreciablemente superiores a algunos de los comentados anteriormente, por lo que es necesario compararlos debidamente cosa, que se hace en el siguiente apartado.

VI.3.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES FINALES

De la comparación de resultados y registro directo de movimientos expuestos en los apartados anteriores, se pone de manifiesto - una amplia gama de valores obtenidos para el módulo de deformación aparente de los suelos tosquizados de Madrid. Sin embargo, es evidente, que la realidad de cómo se deforman estos suelos será menos dispersa, "única", pero "única" bajo determinadas condiciones de carga, englobando en el término "condiciones de carga", la situación física de la porción del suelo susceptible de deformación -cota y profundidad-, geometría del contorno sometido a una variación del estado tensional inicial e incremento tensional. Son varias, por tanto, las variables iniciales del problema, a las que hay que añadir las propias de estado y las que identifican a la variedad de suelos tosquizados de la Capital, lo que hace que el término "única" incluya un amplio campo de variación.

La gama de valores obtenidos puede significar varias cosas. Bien que estos suelos son muy sensibles a las diversas condiciones de - carga, en el amplio sentido considerado más arriba ó bien que algunos de los modelos utilizados -conjunto de ensayos y teoría interpretativa se - alejen de condiciones reales de comportamiento del suelo. En nuestra opinión se dan ambos aspectos y esto es lo que vamos a analizar en este apartado.

El estudio de la deformabilidad de los suelos tosquizados de Madrid, se ha planteado tratando de ver la influencia de los parámetros de identificación y estado, pero teniendo presente su posible precon-

solidación y cementación. Estos dos últimos aspectos, como vamos a ver, son decisivos en el comportamiento tensodeformacional de estos suelos.

El parámetro de identificación que mejor caracteriza los suelos tosquizos es sin duda la granulometría, estando, los demás, relacionados con el contenido de finos, como se ha expuesto en el Capítulo IV. Se ha observado que, en general, e independientemente del punto de procedencia del suelo, cualquiera que sea el modelo utilizado, la deformabilidad tiende a disminuir al aumentar el porcentaje de partículas que pasan por el tamiz N° 200 en los procesos de carga y a aumentar, al menos en los ensayos edométricos, en los procesos de descarga. También se ha puesto de manifiesto, independientemente de la procedencia y del tipo de suelo tosquizo, que el módulo crece al aumentar la presión vertical efectiva en los ensayos edométricos ó el primer invariante del tensor de tensiones en los ensayos triaxiales, ó bien la presión media bajo la placa en los ensayos de carga "in situ". No obstante, puede considerarse que los suelos estudiados presentan un comportamiento muy próximo al lineal, al menos hasta los estados tensionales alcanzados tanto en los ensayos de laboratorio e "in situ", como en el caso de carga real comentado en el apartado anterior.

Las características señaladas son las más significativas del comportamiento de los suelos tosquizos en relación con las propiedades de identificación, así como en el comportamiento tensodeformacional correspondiente a cada tipo de ensayo. Sin embargo, existen otros factores que justifican los diferentes resultados deducidos de los ensayos realizados en el laboratorio, "in situ" y de carga real en A.Z. C.A. Estos factores están relacionados: con la alteración de las muestras

durante su toma y posterior tallado en laboratorio, la cota de procedencia de la muestra o dónde se ha ensayado el terreno "in situ" y la profundidad, a partir de la topografía actual, de la que procede la muestra. En la medida en que cada uno de estos tres aspectos afecte a los correspondientes ensayos, los resultados, es decir las correspondientes leyes tensión-deformación, vendrán afectadas.

Comencemos por considerar la cota. Se estima, tanto por razones de tipo geológico como por lo que se deduce de los ensayos C.R.S., que la máxima cota alcanzada por los suelos tosquizados se situa alrededor de los 705 metros, en una franja que ocupa la zona central de Madrid, y donde actualmente afloran dichos suelos. Indudablemente esta cota, que se estima como máxima, será variable según la zona, debido fundamentalmente a la forma de deposición de los sedimentos, ya que en los arrastres procedentes del Guadarrama se pudieron formar vías preferentes, incluso variables en el tiempo. En cualquier caso y teniendo en cuenta esa posible diferente cota de unos puntos a otros, que marcaría la culminación de los sedimentos en esa franja central de la capital, se deduce, a partir de la carga de preconsolidación definida en los ensayos C.R.S., que la erosión ha eliminado un espesor de suelos comprendidos entre 35 y 45 m. como intervalo medio.

Para un mejor entendimiento del significado e influencia que esta erosión ha tenido en el actual comportamiento de los suelos tosquizados, vamos a exponer brevemente como es la fábrica de estos suelos cohesivos. Los minerales constituyentes son fundamentalmente, cuarzo,

feldespatos, micas, y arcillas. El cuarzo, feldespatos y micas representan las partículas tamaño arena ó limo-arena, estando los dos primeros en proporción muy superior a las micas. Es, sin embargo, la fracción correspondiente al tamaño arcilla la que marca un caracter fundamental en el comportamiento del suelo.

El estudio de los difractogramas y microfotografías (ver Apéndice III) de las muestras ensayadas que abarcan toda la gama de suelos tosquizos, pone de manifiesto que la illita, interestratificados - montmorillonita-illita, y partículas microcristalinas (con tamaños comprendidos entre 1000 Å y 3000 Å) son los principales minerales que -- constituyen la fracción de arcilla, estando también presente la montmorillonita, clorita, calcita, caolin e interestratificados montmorillonita-clorita. Dos o más partículas simples de estos diferentes minerales de arcilla forman una unidad de fábrica elemental ("domain") y la combinación de varias unidades elementales constituyen formas -- arracimadas ("clusters"), cuya unión da a su vez lugar a agregados -- ("peds") que en ocasiones pueden distinguirse a simple vista. El papel que en nuestra opinión juegan las partículas microcristalinas de cuarzo y feldespato (ver Fotografía 2, Cap. IV) es el de constituir verdaderos enlaces entre las diferentes unidades de fábrica, siendo causa de la cementación en los suelos tosquizos.

Sin entrar en el análisis del origen de los suelos tosquizos de Madrid, el hecho es que se ha producido una gran acumulación de materiales detríticos, y mediante procesos diagenéticos su posterior ce

mentación, a causa, probablemente, de la presencia de microcristales de feldespatos y cuarzo. Es a partir de esta situación cuando la erosión produce una decompresión que modifica el estado tensional en las áreas afectadas, hasta una cierta profundidad. Esta erosión tiene un doble efecto. Por un lado, el suelo queda preconsolidado por tener presiones horizontales mayores que las debidas a su propio peso y, por otra parte, los enlaces que cementan la arcilla quedan rotos o debilitados hasta una cierta profundidad, cuyo espesor no se conoce.

Si aceptamos el hecho de la decompresión debida a la erosión, que por otra parte es diferencial, afectando más a unos puntos que a otros, es lógico, según esto que al determinar los módulos (mediante cualquiera de los procedimientos empleados en esta investigación) de dos muestras con análogas propiedades de identificación y procedentes de profundidades similares, sea mayor el determinado sobre la muestra de menor cota. En los diferentes ensayos realizados, al enfrentar el módulo con la cota se observa esta tendencia al disminuir la cota, pero hablamos de tendencia y lógicamente no se puede ser más concreto ya que la diferente naturaleza del suelo, como hemos visto, influye, pero también influye la profundidad de procedencia y posiblemente en mayor medida.

En cuanto a la profundidad de la que procede una muestra para su ensayo en laboratorio ó a la que se realiza la prueba "in situ" hay que considerar su influencia en relación con la cota y "la forma" por la que hemos llegado a tomar esa muestra ó a ensayar el suelo

"in situ". Si el punto de suelo considerado está dentro de la zona afectada por la decompresión general que ha originado la erosión, cabe esperar respuestas parecidas en suelos similares, si bién dentro de esa zona, mejorará el comportamiento con la profundidad. Fuera de esa zona, el módulo deducido a partir de un determinado ensayo aumentará con la profundidad a partir de esa zona decomprimida, dándose el caso, que no será - infrecuente, teniendo en cuenta la variable topográfica, de encontrar - una mejor respuesta (menor deformabilidad) en un punto situado a mayor cota que otro, pero más profundo respecto a la topografía actual. La -- respuesta a cómo influye la profundidad sería sencilla si el espesor de la zona decomprimida por erosión se mantuviese constante, ya que entonces, es lógico que el módulo (con cualquier procedimiento de ensayo) - aumentase con la profundidad. La realidad no es tan sencilla, dándose - una gran variedad de situaciones al considerar los aspectos cota y profundidad.

Hay dos hechos que producen dos efectos que tienden a contrarestarse. Lo explicaremos sobre el esquema de la Figura VI.6. En el punto A la descarga de presión vertical será mayor que en el punto B, debido a que la erosión es mayor ; pero por otra parte, al haber soportado el punto A un peso de terreno superior, se ha desarrollado una estructura con enlaces más fuertes que en el punto B. Estos dos efectos simultaneos y contrapuestos pueden haber dado lugar a que la zona decomprimida tienda a mantenerse constante en espesor, pasando entonces la profundidad a ocupar un papel más preponderante que la cota o al menos tan importante. De hecho el gradiente del módulo, interpretado tanto a partir

de ensayos triaxiales como de ensayos de carga con placa es mayor al considerar el aumento de la profundidad.

Otro de los factores apuntados y que influye decisivamente en los ensayos de laboratorio es la alteración y remoldeo que sufren las muestras durante su toma, tanto mediante tomamuestras, como las tomadas en bloque, aunque por este último procedimiento se obtienen mejores resultados (módulos y resistencias mayores, como se ha puesto de manifiesto en el estudio realizado en la Línea IX del Ferrocarril Metropolitano como toma sistemáticas de muestras en sondeo y en bloque en suelos tosquizados (Oteo y Moya, 1978). Está claro que la decompresión y rotura de enlaces -o gran debilitamiento los mismos- es total en una pequeña muestra que después de su manipulación y tallado en laboratorio queda reducida a unos pocos centímetros cúbicos. La alteración de esta muestra obedece por tanto a un triple motivo: toma de la misma, extracción a la superficie y manipulación en laboratorio.

Expuesta la influencia, en los suelos estudiados, de la cota, profundidad y alteración producida en las muestras ensayadas en laboratorio, veamos como han influido estos factores en cada una de las distintas formas bajo las que se han ensayado los suelos tosquizados de Madrid en esta investigación.

A la vista de lo expuesto, está claro, a nuestro juicio, que las muestras ensayadas en células edométricas sufren los tres tipos de influencias, pero la que predomina es la alteración producida durante

su toma en el terreno y posterior tallado en laboratorio, de aquí que los módulos edométricos obtenidos sean muy bajos. Los módulos de deformación que se obtienen a partir de esos módulos edométricos son del orden del 62% (asumiendo un coeficiente de Poisson de 0,35), valores que son los más bajos obtenidos. Si consideramos los distintos consolidómetros empleados en la investigación, la mayor alteración de la muestra corresponde a los ensayos C.R.S., al estar éstas sometidas bajo una considerable presión de agua. Es por tanto lógico que en estos ensayos se hayan obtenido los módulos edométricos más bajos, aunque las muestras mantengan memoria de las presiones que algunas vez soportaron.

En orden creciente, los siguientes módulos corresponden a -- los ensayos edométricos de tipo convencional en los que la pastilla de suelo está inundada pero no sometida a presión de agua. Los módulos obtenidos en estos ensayos son del orden del doble que los anteriores. Finalmente, los módulos obtenidos en ensayos llevados a cabo en células especiales en las que se conserva la humedad natural, son ligeramente más altos, al no someter la probeta a ningún tipo de acción debida al agua.

No solo se han obtenido módulos bajos en estos ensayos sino que el gradiente del módulo con la cota, es, en los ensayos en los que se ha conservado la humedad natural (ensayos que pueden considerarse como los más representativos), muy inferior al que resulta de evaluar el módulo por otros procedimientos. Es una prueba más de la alteración

de la estructura del suelo, siendo el módulo prácticamente independiente de la cota, así como de la profundidad de procedencia de la muestra.

Los ensayos triaxiales con drenaje tienen en común con los ensayos edométricos que las probetas tienen un grado similar de alteración, pasando por las mismas operaciones de toma, extracción y tallado en laboratorio. La diferencia fundamental consiste en que en estos ensayos antes de comenzar el proceso de carga -aplicación de la tensión desviadora- la probeta es sometida durante un cierto tiempo (de uno a tres días) a una presión hidrostática, σ_3 , que se mantiene durante la aplicación del desviador. Es importante señalar que previamente al proceso de consolidación, la probeta cilíndrica se ha saturado, para lo cual ha estado sometida a una presión interior de agua, e igual presión exterior, de hasta 4 Kp/cm^2 . Por tanto, antes de iniciarse el proceso de consolidación (aplicación de la presión hidrostática σ_3) las condiciones de la probeta son análogas a las de las pastillas ensayadas en la célula edométrica bajo deformación controlada, que como hemos visto constituyen un alto grado de alteración del suelo. Sin embargo, la aplicación de la presión σ_3 juega un papel de reconstrucción de las condiciones iniciales del suelo "in situ" - aunque quizás no total-, -siendo por el momento, y en el estado de conocimientos de los suelos -tosquitos de Madrid, difícil de valorar hasta qué punto hemos reconstruido esas condiciones iniciales, que serán básicamente distintas si la muestra procede de una zona afectada por la decompresión (enlaces debidos a la cementación rotos ó debilitados) ó no, pudiendo incluso darse el caso de crear en la probeta cilíndrica una estructura más consis

tente que la que debería corresponder en razón del punto de origen.

El rango de valores del módulo está comprendido entre los obtenidos en los ensayos edométricos y los obtenidos a partir de los ensayos de carga con placa, pareciéndose la gama baja de ese rango - de variación a la gama baja del rango de variación obtenido en los ensayos edométricos. Sin embargo, el gradiente del módulo, si lo referimos a la cota, es del orden de 1,5 veces superior que el obtenido a partir de los ensayos de carga con placa y 5 ó 6 veces superior que - el obtenido en los ensayos edométricos. Si el gradiente del módulo lo referimos a la profundidad resulta ser del mismo orden de magnitud que el obtenido en los ensayos de carga con placa.

Los ensayos realizados "in situ" son los que en principio - pueden aportarnos la mejor estimación acerca de la deformabilidad del suelo. No obstante, si bien se elimina la alteración producida al tomar las muestras y en el tallado, el módulo que se valora corresponde a unas condiciones bien de superficie, ó bien a una cierta profundidad, pero que para llegar a ella se ha tenido que excavar un pozo o galería, por lo que el estado natural del terreno se ha alterado de alguna forma, ya que en torno a esa excavación el terreno se ha decomprimido. Si el ensayo se lleva a cabo en pozo, zanja ó fondo de excavación, será más representativo el módulo deducido a partir de un ensayo llevado a cabo en dirección horizontal que en dirección vertical, por ser menor la decompresión del terreno. Si el ensayo se realiza en una galería - horizontal, la dirección en la que se realiza el ensayo puede ser me-

nos influyente, aunque sería necesario valorar la anisotropía del terreno, dato sobre el que, por el momento, se dispone de poca información.

En el estado actual del conocimiento que hemos alcanzado y hasta una profundidad del orden de los 15 m., pensamos que los datos mas representativos, a la vista de lo expuesto, son los obtenidos a partir de ensayos de carga con placa en dirección horizontal. Según los datos disponibles el módulo que podría adoptarse hasta esa profundidad, vendría dado por la expresión: $E_1 = E_0 + mz$. (z en metros) donde E_0 varia entre 750 Kp/cm^2 y 2500 Kp/cm^2 y para m considerar el valor de 130 que es el deducido de los datos disponibles, aún sabiendo que introducimos algún error y que el gradiente será sin duda algo mayor.

A profundidad mayor de 15 m., y con las actuales técnicas de medida, en nuestra opinión el gradiente del módulo solo puede estimarse a partir del registro de movimientos en casos reales, en los que la profundidad afectada por las acciones introducidas en el terreno, sea superior a 15 metros, ó bien mediante ensayos presiométricos. Actualmente solo se dispone del gradiente interpretado por Escario et al. (1979) para el que estiman un valor comprendido entre 330 y 400 Kp/cm^2 por metro de profundidad (a partir de la superficie), pero que como bien advierten los autores la valoración está hecha a partir de los registros de movimientos efectuados en un sólo caso y abajo unas determinadas condiciones de carga, habiendo realizado en el terreno una excavación previa del orden de 15 a 16 metros.

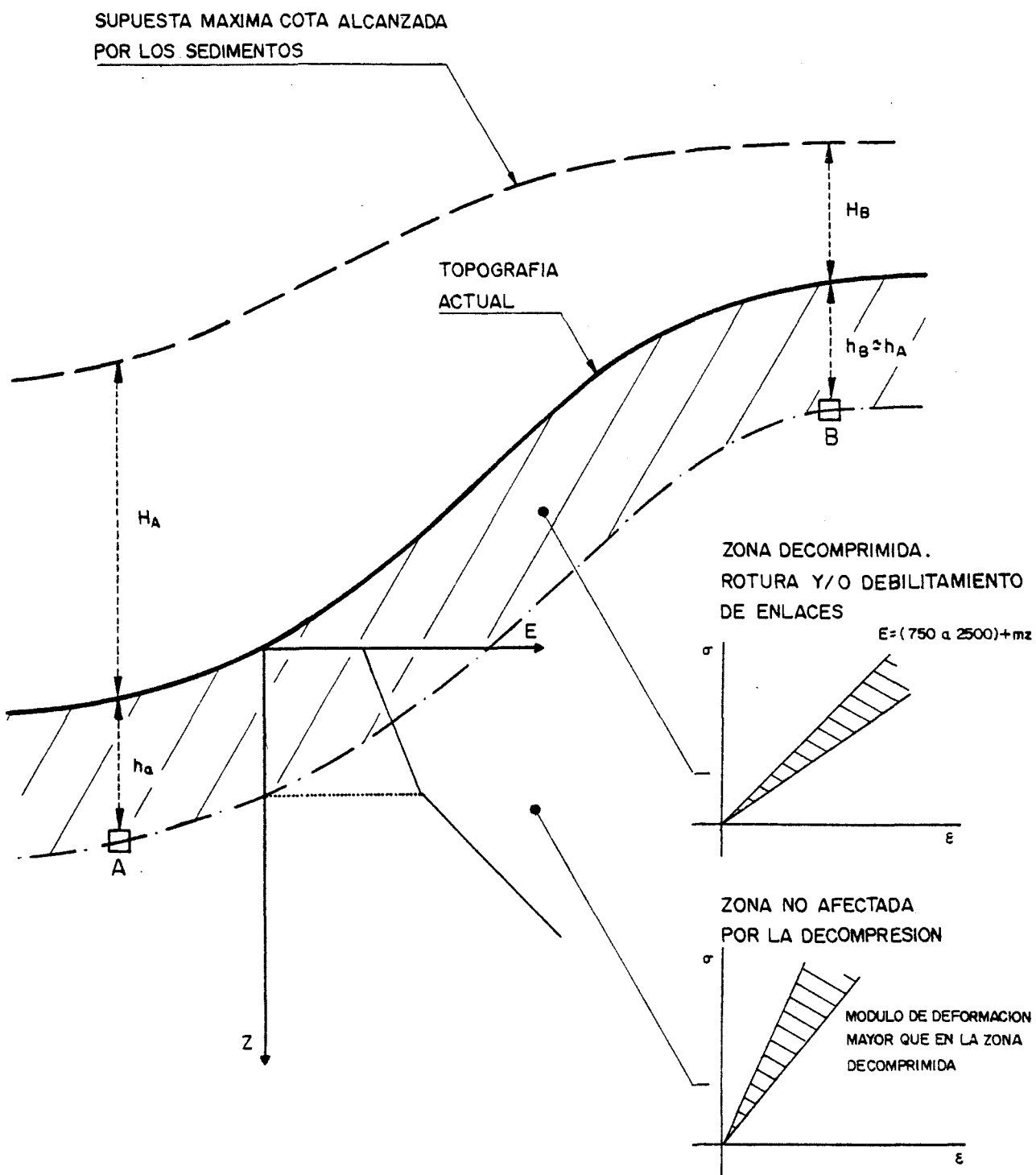


FIGURA VI. 6.

CAPITULO VII

RESUMEN Y CONCLUSIONES.

VII.1.- RESUMEN Y CONCLUSIONES

En los capítulos precedentes se ha expuesto el camino seguido con el objeto de mejorar el conocimiento sobre la deformabilidad de los suelos tosquizados de Madrid.

Antes de abordar el estudio propio de la deformabilidad de estos suelos, se ha realizado una exposición bastante detallada acerca de su origen geológico y un análisis crítico de los datos existentes, todo lo cual ha servido de indudable ayuda para explicar algunos aspectos del comportamiento tesoodeformacional de los suelos tosquizados y de su reconocida dureza. Entre los puntos fundamentales de esta crítica revisión bibliográfica cabe destacar:

- Son varios los suelos que afloran y existen en el subsuelo de Madrid y sus alrededores, pudiendo distinguirse, en una primera clasificación, entre los depósitos terciarios y los recubrimientos cuaternarios, ocupando estos últimos el cauce del río Manzanares y las vaguadas de los arroyos tributarios.
- Entre los depósitos terciarios, se distinguen, una facies detrítica, que aflora en toda la zona norte y ambos lados de Madrid, una facies evaporítica, al sur y, entre ambas, una facies que se ha venido denominando de transición.
- En el estado actual de conocimientos, a falta de mejores refe--

encias cronoestratigráficas, pero sobre la base de los datos disponibles, como son la existencia de al menos dos distintas facies detríticas y las manifestaciones tectónicas pontienses, los modelos evolutivos más apropiados para explicar las transformaciones habidas en la cuenca alta del Tajo, son los de Pedraza (1978), -- Vaudour (1979) y Garzón Heydt (1980), resumidos en el punto III.3.

- El relleno de la fosa del Tajo se ha producido en una cuenca subsidente durante todo el Terciario, bajo diferentes manifestaciones tectónicas y climas distintos. Concretamente al norte de Madrid se ha producido un fenómeno de subsidencia dentro de la fosa principal posiblemente durante el Plioceno.
- Parece razonable atribuir al Plioceno los materiales detríticos situados al norte de Madrid y que ocupan gran parte del casco urbano de la capital. El contacto de esta facies detrítica con el Mioceno no es simple, existiendo una variedad de niveles intercalados, los cuales pueden interpretarse según F. Hernandez Pacheco como depósitos de segunda formación, procedentes por arrastre de las aguas, -- bién de las formaciones detríticas pliocenas, bién de las formaciones arcillosas miocenas. Estos procesos han podido ser la causa de la aparición de restos fósiles de Testudo Bolívar en áreas en las que los depósitos corresponden fundamentalmente al conjunto Plioceno.
- En el conjunto detrítico se distinguen dos unidades, separadas, -- según algunos autores, por una discordancia erosiva. La diferen-

cia fundamental entre las dos unidades detríticas es el conjunto de finos, siendo más arenosa la superior. Localmente, la unidad superior es conocida como "arena de miga" y la inferior como --- "tosco", si bién existe una gran variedad de materiales detríticos, diferenciados básicamente por su proporción de finos, siendo frecuente que en el nivel de "arena de miga" existan capas más ar cillosas, cuyo espesor no suele superar los dos ó tres metros y - que en el nivel inferior de "tosco" existan capas arenosas.

- Los actuales conocimientos, no permiten correlacionar de forma de de finitiva los niveles más elevados de la cubeta alta del Tajo, debido fundamentalmente a los importantes fenómenos tectónicos y de erosión ocurridos durante el Neógeno y Cuaternario. No obstante, teniendo en cuenta la topografía de las rampas próximas a la capita l (Rampa de Madrid y Rampa de Griñón) puede estimarse una cota próxima a la 705 m. la cual marcaría el final del relleno de la - facies detrítica en el centro del casco urbano de Madrid.

Los ensayos de clasificación y estado realizados con las muestr as en bloque tomadas para la investigación han permitido conocer las propiedades índice y clasificar la gama de suelos tosquizos que afloran en una amplia franja que ocupa la zona central de la capital.

La propiedad índice, mas significativa y con la que están relaci onadas las demás (plasticidad, humedad, densidad, índice de huecos, -- etc..) es la granulometría, y es la propiedad a partir de la cual se ha -

realizado la clasificación en: Arena tosquiza (contenido de finos comprendido entre el 25% y el 40%); tosco arenoso (entre 40% y 60%); tosco (entre 60% y 85%); tosco arcilloso (superior al 85%, alcanzando incluso el 100%). En cuanto a las demás propiedades de identificación y estado, la plasticidad es media ó media-alta (límite líquido comprendido entre el 30% y el 60%), estando los puntos representativos en la Carta de Plasticidad de Casagrande situados por encima de la línea A-A. La densidad se ca disminuye con el contenido de finos, no habiéndose observado ninguna relación entre aquella y la cota ó profundidad, y la humedad, como es lógico, aumenta. El índice de huecos aumenta con el contenido de finos, pasando de un valor que está en torno a 0,45 para la arena tosquiza, índice que corresponde a una arena densa, hasta valores que suelen ser inferiores a 0,65 para el tosco arcilloso y que corresponden a una arcilla muy firme. La saturación es prácticamente completa para tosco y tosco arenoso, pero no así para la arena tosquiza y tosco arenoso, cuyo grado de saturación varia entre el 76% y el 92%, con un valor medio del 85%.

Los análisis de difracción de Rayos X de polvo, de agregado -- orientado, agregado tratado con etilenglicol y de agregado orientado tra tado a 550°C, así como los estudios realizados con microscópio electróni co de barrido ponen de manifiesto que las proporciones mayoritarias dentro de la fracción arcillosa corresponden a la ilita y al interestratifi cado montmorillonita-ilita, presentándose en proporciones muy significativas microcristales de cuarzo y feldespatos, cuya existencia es proba blemente la causa de la importante capacidad cementante de la fracción arcillosa de los suelos tosquizos de Madrid. Otros minerales que consti-

tuyen esa fracción arcillosa son la montmorillonita, clorita, caolín e interestratificados montmorillonita-clorita. Cabe destacar que es poca la montmorillonita que se encuentra como mineral aislado, lo que está - de acuerdo con la poca expansividad detectada en los suelos tosquizos.

La deformabilidad de los suelos tosquizos se ha evaluado a par tir de diversas técnicas experimentales, tanto de laboratorio como "in situ", lo cual ha permitido disponer de un amplio abanico de medidas, ob tenidas por medios y técnicas diferentes y bajo distintas condiciones de carga. El estudio experimental se ha llevado a cabo en distintos tipos de consolidómetros: convencionales, en células especiales en las que es posible conservar la humedad natural durante el proceso de carga y en un edómetro de carga continua con el que se han ensayado muestras remoldeadas e inalter adas bajo condiciones de velocidad de deformación constante., experimentación, esta última, que se ha realizado por primera vez en un laboratrio de Mecánica del Suelo en España. La deformabilidad también se ha eva luado en células triaxiales y directamente "in situ", mediante ensayos - de carga con placa.

Con los resultados obtenidos, principalmente módulos de deformación, comportamiento tensodeformacional y cargas de preconsolidación, se ha hecho un análisis comparativo, valorando las causas que, en nuestra opinión, influyen en los valores obtenidos, señalando finalmente la validez de las diferentes técnicas empleadas en la determinación de la deformabilidad de un suelo cementado y preconsolidado que se distingue por su apreciable dureza.

Las conclusiones más importantes, deducidas del estudio experimental y posterior análisis son las siguientes:

- Cualquiera que sea el módulo utilizado, e independientemente del punto de procedencia del suelo, la deformabilidad tiende a disminuir al aumentar el porcentaje de partículas que pasan por el tamiz - N° 200 en los procesos de carga, y a aumentar, al menos en los ensayos edométricos, en los procesos de descarga.
- Independientemente de la procedencia y del tipo de suelo tosquizo, el módulo de deformación crece al aumentar la presión vertical - efectiva en los ensayos edométricos (después de haber alcanzado un mínimo a una presión comprendida entre 0,2 a 0,8 Kp/cm²) ó el primer invariante del tensor de tensiones en los ensayos triaxiales, ó bien la presión media bajo la placa en los ensayos de carga "in situ". No obstante los suelos tosquizos presentan un comportamiento muy próximo al lineal, al menos hasta los estados tensionales alcanzados tanto en los ensayos de laboratorio e "in situ" como en el caso de carga real del edificio de A.Z.C.A., en el que se han registrado los movimientos ocurridos durante la construcción.
- En los ensayos edométricos realizados sobre muestras inalteradas los mayores módulos corresponden a los ensayos efectuados sobre muestras en las que se conserva la humedad natural y los menores a los ensayos realizados bajo velocidad de deformación constante (C.R.S.), estando estos últimos muy influenciados por la veloci-

dad de deformación y sobre todo por la presencia de agua (presión de cola) a presiones de hasta 4 Kp/cm^2 . Los módulos edométricos en carga, deducidos de los ensayos sobre muestras inalteradas inundadas son - después de haber alcanzado el valor mínimo - del mismo orden de magnitud que los módulos deducidos de los ensayos en los que se conserva la humedad natural, a una presión de consolidación del orden de 1.5 Kp/cm^2 . A presiones mayores, los módulos deducidos en estos últimos ensayos son mayores, en un porcentaje que oscila entre el 10% y el 20% en el tosco arenoso y entre el 25% y el 40% en el tosco, dependiendo de la presión que se considere. Los módulos edométricos deducidos de los ensayos C.R.S. son - después de haberse alcanzado el mínimo - del orden de un 40% a un 50% de los módulos obtenidos en los ensayos de tipo convencional sobre muestras inalteradas inundadas.

- Los módulos edométricos correspondientes a la descarga final en los ensayos sobre muestras inalteradas en los que se conserva la humedad natural son del orden de dos veces que los correspondientes a los ensayos realizados sobre muestras inalteradas inundadas y del orden de cuatro veces que los deducidos de los ensayos C.R.S.
- Los ensayos C.R.S. efectuados sobre muestras remoldeadas han servido para poner de manifiesto su utilidad en la determinación de preconsolidación de una pastilla de suelo (previamente preconsolidada). En los casos estudiados la presión de preconsolidación a la que previamente se ha consolidado la pastilla de suelo P_p se presenta ---

próxima al valor σ'_0 , presión a la cual se presenta el mínimo valor del módulo edométrico y que se corresponde con un punto de inflexión en la curva tensión-deformación. La relación P_p/σ'_0 ha sido, en los ensayos efectuados, del orden de 0,75. Otros criterios para estimar la presión de preconsolidación aunque menos significativos, se han deducido a partir de las curvas velocidad de asiento y coeficiente de consolidación frente a la presión efectiva media. Con estos criterios se ha estimado la primitiva cota topográfica, suponiendo que la preconsolidación es debida exclusivamente a la desaparición de terreno (erosión), a partir de muestras inalteradas. Las primitivas cotas topográficas se sitúan en la zona de la Ciudad Universitaria y Parque del Oeste entre las 673 m. y la 682 m. y en la zona central de Alonso Martínez entre la 698 m. y 708 m., lo cual coincide sensiblemente con lo estimado a partir de consideraciones geológicas. No obstante, hay que señalar que las presiones de consolidación deducidas en los ensayos C.R.S. (mal - definidas en los ensayos edométricos convencionales) pueden no ser totalmente debidas a la desaparición de sobrecargas de tierras, pudendo ser debida una parte de las mismas a la propia estructura y fábrica del suelo, al haberse producido una cementación posterior a su deposición.

- A partir de los ensayos triaxiales con drenaje se observa una apreciable dispersión del módulo de deformación (correspondiente a una deformación axial del 0,5%) con la presión de confinamiento. Sin - embargo la relación es más clara con la traza del tensor de tensio

nes, observándose un aumento del módulo de deformación al crecer el invariante, relación que corresponde y es típica de los suelos rigidizables. El rango de valores del módulo de deformación obtenido en estos ensayos triaxiales está comprendido entre los obtenidos en los ensayos edométricos (deduciendo módulos de deformación a partir de módulos edométricos en la hipótesis de comportamiento elástico) y los obtenidos a partir de los ensayos de carga con placa, pareciéndose la gama baja de ese rango de variación a la gama baja del rango de variación obtenido en los ensayos edométricos.

- En los ensayos de carga con placa, realizados en dirección horizontal, también se aprecia un comportamiento correspondiente a un suelo rigidizable. Este comportamiento se aprecia en un primer ciclo de carga y descarga, incluso en un segundo ciclo. Por otra parte el comportamiento es sensiblemente elástico entre 1 y 3 Kp/cm^2 , deduciéndose en este intervalo un módulo de deformación comprendido entre 750 Kp/cm^2 y 2.500 Kp/cm^2 . en los diferentes ensayos realizados y suponiendo un comportamiento elástico del suelo. Estos módulos de deformación son superiores a los deducidos de los ensayos triaxiales y claramente superiores a los módulos edométricos obtenidos en las distintas células triaxiales.
- El comparar los distintos módulos obtenidos con las cotas de procedencia no se observan correlaciones claras, sin embargo aprovechando las tendencias observadas pueden expresarse las siguientes rela

ciones, en las que D (módulo edométrico) y E (módulo de deformación) están expresados en Kp/cm^2 y z (profundidad a partir de la cota 680 m.) en metros:

. Ensayos edométricos en células en las que se conserva la humedad natural:

$$D_1 = 100 + 7,5 z \quad (\text{Escalones } 0,8-1,5 \text{ Kp/cm}^2 \text{ y } 1,5-3,0 \text{ Kp/cm}^2)$$

$$D_2 = 200 + 12,5 z \quad (\text{Escalones } 1,5-3,0 \text{ Kp/cm}^2 \text{ y } 3,0-6,0 \text{ Kp/cm}^2)$$

$$D_3 = 1500 + 45 z \quad (\text{En descarga final}).$$

. Ensayos triaxiales:

Entre las cotas 680 m y 655 m. es prácticamente invariable con la profundidad. A partir de la cota 655 m:

$$E_{c1} = 250 + 50z \quad (0,5 \leq \sigma'_3 \leq 1,5 \text{ Kp/cm}^2)$$

$$E_{c2} = 375 + 62,5 z \quad (1,5 < \sigma'_3 \leq 3,5 \text{ Kp/cm}^2)$$

. Ensayos de carga con placa:

$$E = 1000 + 36 z$$

El gradiente del módulo de deformación, resulta ser varias veces superior - 2,4 - partiendo de los ensayos triaxiales y - 3,7 - partiendo de los ensayos de carga con placa, si se considera la variación del módulo con la profundidad, bien de procedencia de la muestra, bien a la que se ha realizado el ensayo de carga "in situ", en vez de referirlo a la cota.

A partir de los movimientos registrados por un edificio en A.Z.C.A., Escario et al. deducen un gradiente del módulo de deformación con la profundidad de $400 \text{ Kp/cm}^2/\text{m}$. para un módulo de 1000 Kp/cm^2 en superficie, y de $330 \text{ Kp/cm}^2/\text{m}$. para un módulo en superficie de 1500 Kp/cm^2 , valores que son apreciablemente mayores que los expuestos más arriba.

- Los factores que justifican los diferentes resultados deducidos de los ensayos realizados en laboratorio, "in situ" y de carga real en A.Z.C.A, están relacionados con la alteración de las muestras durante su toma y posterior tallado en laboratorio, la cota de procedencia de las muestras y la profundidad, a partir de la topografía actual de la que procede la muestra. En la medida en que cada uno de estos aspectos, teniendo también en cuenta los distintos tipos de suelos tosquizos, afecte a los correspondientes ensayos, los resultados, es decir, las correspondientes leyes tensión-deformación, vendrán afectados.
- La cota afecta en el sentido de que a partir de la máxima cota estmada, alrededor de 705 metros, para la culminación del relleno detrítico en una franja que ocupa la zona central de Madrid y donde actualmente afloran los suelos tosquizos, se deduce que la erosión ha eliminado un espesor de suelos comprendido entre 35 y 45 metros como intervalo medio. Posterior al relleno y mediante procesos diagenéticos se ha producido una cementación del suelo, y es a partir de esta situación cuando la erosión produce una decompre

sión que modifica el estado tensional en las áreas afectadas hasta una cierta profundidad. Esta decompresión tiene un doble efecto; por un lado, el suelo queda preconsolidado, y por otra parte, - los enlaces que cementan la arcilla quedan rotos ó debilitados en un determinado espesor. Aceptando este hecho de la decompresión es lógico que al determinar módulos de deformación (por cualquier procedimiento) de dos muestras con análogas propiedades índice y procedentes de profundidades similares, sea mayor el determinado sobre la de menor cota.

- La influencia de la profundidad hay que considerarla en relación con la cota y "la forma" por la que se ha llegado a la muestra ó a ensayar el suelo "in situ". La zona decomprimida tiende a mantenerse constante en espesor al tener en cuenta los efectos de descarga vertical producida por la erosión y creación de enlaces más fuertes (estructuras de suelo más duras) en las zonas más afectadas por esa erosión, con lo cual la profundidad pasa a tener un papel más importante que la cota, como así parece deducirse de los ensayos efectuados, siendo mayor el gradiente del módulo al considerar esta variable.
- El otro de los factores apuntados y que influye decisivamente en los ensayos de laboratorio, es la alteración y remoldeo que sufren las muestras durante su toma, tanto mediante tomamuestras como las tomadas en bloque (menor en este caso). La decompresión y rotura de enlaces, ó gran debilitamiento de los mismos, es total en una -

pequeña probeta que después de su manipulación y tallado queda reducida a unos pocos centímetros cúbicos.

- Las muestras ensayadas en células edométricas están afectadas por los tres factores expuestos (cota, profundidad y alteración en la toma), sufriendo otra alteración adicional debida a la acción del agua durante el ensayo. Si consideramos los distintos consolidómetros empleados, la mayor alteración de las muestras corresponde a los ensayos C.R.S. al estar sometidas a una presión de cola; en orden creciente, los siguientes módulos corresponden a los ensayos edométricos de tipo convencional en los que la pastilla de suelo está inundada, pero no sometida a presión de agua. Finalmente los módulos obtenidos en ensayos llevados a cabo en células especiales en las que se conserva la humedad natural son ligeramente más altos, al no someter la probeta a ningún tipo de acción debida al agua. En cualquier caso, los módulos deducidos en estos últimos ensayos (que pueden considerarse los más representativos de los edométricos en cuanto a valoración de módulos) son inferiores a los estimados por otros procedimientos. Es una prueba más de la alteración de la estructura de suelo, siendo el módulo prácticamente independiente de la cota, así como de la profundidad de procedencia de la muestra. En los ensayos triaxiales también quedan afectados los módulos por el remoldeo y alteración sufrida en la toma y posterior manipulación, presentando la ventaja respecto a los suelos ensayados en los consolidómetros, de que hasta cierto punto se pueden reconstruir, mediante presión de célula, las condiciones iniciales.

- Los ensayos realizados "in situ" mediante carga con placa son los que aportan una mejor estimación de la deformabilidad del suelo. Si bien se elimina la alteración producida por la toma de muestras y tallado, el módulo que se valore corresponde a unas condiciones de superficie ó bien a una cierta profundidad, pero que para llegar a la misma se ha tenido que excavar un pozo ó practicar una galería, alterando por tanto el estado natural del terreno. Los ensayos realizados en dirección horizontal son más representativos que los ejecutados en dirección vertical, por estar menos decomprimido el terreno, aunque sería necesario valorar la anisotropía, dato del que por el momento se dispone de poca información.

- En el estado actual del conocimiento, y hasta una profundidad del orden de 15 metros, los módulos más representativos son los obtenidos a partir de ensayos de carga con placa. El módulo que puede adoptarse hasta esa profundidad vendría dado por $E = E_0 + mz$ (z en metros), donde E_0 varía entre 750 Kp/cm^2 y 2500 Kp/cm^2 y para m considerar el valor de 130, deducido de los resultados interpretados. A mayor profundidad, en zonas menos ó nada afectadas por la decompresión el módulo sólo puede estimarse a partir del registro de movimientos en casos reales, así como mediante ensayos presiométricos. En nuestra opinión es por estos dos procedimientos, junto con los ensayos de carga con placa, como se puede avanzar en el conocimiento del comportamiento tensodeformacional de los suelos tosquizados de Madrid que presentan las características de estar cementados y preconsolidados.

B I B L I O G R A F I A

BIBLIOGRAFIA

=====

- ABBOT, M.B. (1960). One dimensional of multi-layered soils. Geotechnique, 10. pp. 151-165.
- ABOSHI, H. (1973). An experimental investigation on the similitude in the consolidation of a soft clay including the secondary creep settlement. Proc. 8Th. Intenl. Conf. SMFE, Vol. 4, pp. 81-83.
- ABOSHI, H. et al. (1970). Constant loading rate consolidation test. - Soil and Foundation, (10), 1, pp 43-56.
- ABOSHI, H. and MATSUDA, H. (1981). Secondary compression of clays and its effect on settlement analysis. Tsuchi-to-Kiso, JSSM-FE, -- Vol 29, No. 3, pp 19-24.
- ALIA, M. (1945). El plioceno de la comarca toledana y el origen de la región de la Sagra. Est. Geogr. nº 19. Madrid, pp 313-340.
- ALIA, M. (1960). Sobre la tectónica profunda de la fosa del Tajo. Not. y com. del I.G.M.E., 58, pp 125-162.
- ALIA, M. (1976). Una megaestructura de la Península Ibérica: La Boveda Castellano-Extremeña. Est. Geol. 32, pp 229-238.
- ALIA, M. (1978). Geodinámica de la Meseta Ibérica. Urania, 289-290. Tarragona.
- ALONSO BIARGE, J.M. (1967). Métodos para acelerar la consolidación de suelos compresibles. Tesis Doctoral.
- APARICIO, A. (1971). Estudio geológico del macizo cristalino de Toledo. Est. Geol., XXVII, Madrid, pp 369-414.

- APARICIO, A. y GIL, D., (1972). Hallazgo de Trilobites en el Cambrico de los Montes Isla de Toledo. Est. Geol. XXVII, pp. 105-110.
- ASENSIO AMOR, I. y VAUDOUR, J. (1967). Depósitos cuaternarios en los alrededores de Mejorada del Campo (Valle del río Jarama). Est. Geol, Vol. XXIII, pp. 237-255.
- BACHELIER et PAREZ, (1965). Contribution a l'étude de la compressibilité des sols a l'aide du penetrometre a cône. 6^a Congrès Inter. de Mecanique des sols. Montreal.
- BAQUELIN et al. (1972). Expansion of cylindrical probes in cohesive soil. J. Soil Mech., Proc. A.S.C.E., 98, SM 11, pp 1129-1142.
- BARD, J.P. et al, (1970). Les grands traits stratigraphiques, tectoniques, metamorphiques et plutoniques des Sierras de Gredos et de Guadarrama (Espagne Centrale). C.R. de la Acad. des Sciences de Paris, sér. D, t. 270, pp 2630-2633.
- BARD, J.P. et al. (1971). La structure hercynienne de la Meseta Iberique: Comparaison avec les segments voisins. Symposium organisé par l' Institut Franc. du Petrole et le Centre National pour l'exploitation des oceans, E. Technique. Paris.
- BARD, J.P. (1972). Le Precambrien de la Meseta Iberique. Actes du Colloque Inter. sur les correlations du Precambrien, Agadir-Rabat. Notes et mem. ser. Geol. Maroc, Rabat et Coll. Intern. C.N.R.S. Paris. N° 192, pp. 315-335.
- BARDEN, L. (1965). Consolidation of a clay with non-linear viscosity. Geotechnique 15. No. 4. pp. 345.
- BARDEN, L. (1968). Primary and secondary consolidation of clay and peat Geotechnique, 18, pp. 1-24.

- BERRY, P.L. and POSKITT, T.J., (1972). The consolidation of peat. *Geotechnique*, 22, 1 pp. 27-52.
- BIOT, M.A. (1941). General Theory of Three Dimensional Consolidation. *J. of Applied Physics*, Vol. 12, 2.
- BISHOP, A.W. y HENKEL, D.J. (1962). The measurement of Soil Properties - in the triaxial Test. Arnold. Londres.
- BJERRUM, L. (1967). Engineering Geology of Norwegian, normally-consolidated, marine clays, as related to settlement of building. *Geotechnique*, 17. pp. 81-118.
- BURLAND, J.B. and Roscoe, K.H. (1969). Local strains and pore pressures in a normally consolidated clay layer during one-dimensional consolidation. *Geotechnique*, 19. pp. 335-356.
- CARRILLO, N. (1942). Simple two and three dimensional cases on the theory of consolidation of soils. *J. Math. Phys.* 21, No 1.
- CASSAN, M. (1978). Les essais in situ en Mecanique des sols. Ed. Eyrolles (Tomos 1 y 2).
- CHRISTIAN y BOCHMER (1970). Plane strain consolidation by finite elements *Proc. A.S.C.E. SM-4*, pp. 1435-1457.
- CHRISTIAN y BOCHMER, (1972). Consolidation of a layer under a strip load. *Proc. A.S.C.E. SM-7*, pp. 693-707.
- CHRISTIANSEN, R.W. and Wu, T.H. (1964). Analysis of clay deformation as a rate process. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.* 90, SM 6.
- CRUSAFONT, M. y TRUYOLS, J. (1960). El Mioceno de la cuencas de Castilla y de la cordillera Ibérica. *Not. y com. del I.G.M.E.* nº 60 127-140.

- CRUSAFONT, M. et al. (1975). Biozonation des Mammifères néogènes d'Espagne. Actas du V Congrès dy Neogene Méditerran., Lyon, t.1, pp. 121-129.
- CUELLAR, V. y ESCARIO, V. (1978). Datos no publicados (Coef. de Poisson "tosco" y "arena de miga").
- DAVIS, E.H. and RAYMOND, G.P., (1965). A non-linear theory of consolidation. Geotechnique, Vol XV, pp. 161-173.
- DAVIS, E.H. and Raymond, G.P. (1965). A non linear theory of consolidation. Geotechnique 15, No. 2, pp. 161-173.
- DAVIS, E.H. and Poulos, H.G. (1968). The use of elastic theory for settlements prediction under three dimensional conditions. Geotechnique, 18, pp. 67-91.
- DE LA CONCHA, S. (1962). Hoja nº 485, Valdepeñas de la Sierra. I.G.M.E.
- DESAI, (1976). II Conf. Int. numerical methods in geomechanics. Blackburg.
- ESCARIO, V. y URIEL, S. (1961). Optical methods of measuring the cross-section of samples in the triaxial test. V. Cong. Int. Mec. Suelos Paris, 1: 89-93.
- ESCARIO, V. y JUSTO, J.L., (1970). La resistencia al esfuerzo cortante - de los suelos. Ed. Dossat. Madrid.
- ESCARIO, V. (1970). Los suelos de Madrid. Lab. del Transporte y Mecánica del suelo. Publ. 25.
- ESCARIO, V. (1978). The soils of Madrid and the deformability of the -- "tosco" determined by the settlements of a tall building. III -- Congreso Int. de Ingenieria Geológica. Madrid, pp. 251-259.

- ESCARIO, V. et al. (1981). Capitulo del libro "Book on the case histories" Conmemoración del IX Congreso Internacional de Mecanica del Suelo de Tokyo.
- EZQUERRA, J. (1841). Algo sobre los huesos fósiles de las inmediaciones - de Madrid. An. de Minas, t.II, pp. 213-217. Madrid.
- FERNANDEZ NAVARRO, L. (1904). Nota sobre el territorio de los alrededores de Madrid. Bol. de la Comisión del Mapa Geológico de España. T. -- XXVII.
- FUSTER, J.M. y DE PEDRO, F.(1954). Estudio geológico del borde meridional de la Sierra de Guadarrama, entre Torrelodones y Valdemorillo. Not. Com. I.G.M.E., nº 35 pp. 43-70.
- FUSTER, J.M. y DE PEDRO, F. (1956). Explicación de la Hoja nº 533, San Lorenzo de El Escorial (Madrid). I.G.M.E.
- GAVALA LABORDE, J. (1965). El sondeo de Tielmes. Espesor del Terciario - lacustre en la cuenca del Tajo. Rev. Real Academia Ciencias, t. IX, 3. Madrid.
- GARCIA SIÑERIZ, J. (1933). La interpretación geológica de las medidas - geofísicas aplicadas a la prospección: T.I. La investigación gravimétrica en Meseta Terciaria de Madrid. Alcalá de Henares-Torre laguna. Mem de. I.G.M.E.
- GARCIA SIÑERIZ, J. (1941). La interpretacion geológica de la mediaciones geofísicas aplicadas a la prospección, T. II. Investigación sísmica en el Pardo, pp. 503-547. Investigación hidrológica en Las Ro- zas, pp. 549-620. I.G.M.E.
- GUERRA, A. et al. (1970). Mapa de suelos de la provincia de Guadalajara, Departamento de suelos, C.S.I.C.

- GARCIA YAGÜE, A. (1973). La geología de la región de Madrid. Revista de Obras Públicas.
- GARZON HEYDT, M.G. (1980). Estudio geomorfológico de una transversal en la Sierra de Gredos Oriental (Sistema Central español). Ensayo de una cartografía geomorfológica. Tesis Doctoral. Universidad Complutense. Madrid.
- GARZON HEYDT, M.G., PEDRAZA, J. y UBANELL, A.G. (1982). Los modelos evolutivos del relieve del Sistema Central Ibérico (Sectores de Gredos y Guadarrama). Rev. de la R. Acad. De Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Tomo LXXVI, Cuaderno 2^a.
- GIBSON, R.E. y HENKEL, D.J., 1954. Influence of duration of test at constant rate of strain on measured drained strength. Geotechnique, 4 pp. 6-15.
- GIBSON, R.E., (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. Geotechnique, 8, pp. 171-182.
- GIBSON, R.E. and LO, K.Y. (1961). A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. Norwegian Geotech. Inst. Publ. NO. 41.
- GIBSON et al. (1967) The theory of one dimensional consolidation of saturated clays. Geotechnique, 17, pp. 261-273.
- GIROUD, J.P. (1972). Tables pour le calcul des fondations. Dunod. Paris.
- GRAY, H. (1944). Simultaneous consolidation of contiguous layer of unlike compressible soils. Trans. A.S.C.E. Art. n^o 2258. pp. 1327-1356.
- GRIM, R.E. (1962). Applied Clay Mineralogy. MacGraw-Hill.

- HAMILTON, J.J. and CRAWFORD, C.B., (1959) Improved determination of preconsolidation pressure of a sensitive clay. STP 254. A.S.T.M., pp. 254-271.
- HANSBO, S. (1960). Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drain. Proc. Swedish Geotech. Inst., No. 18.
- HERNANDEZ PACHECO, E. (1922). Rasgos fundamentales de la constitución e historia del solar Ibérico. Discurso recepción R. Acad. Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de Madrid.
- HERNANDEZ PACHECO, E. (1923). Edad y origen de la Cordillera Central de la Península Ibérica. Asoc. Esp. para el Progreso de las Ciencias. Congreso de Salamanca II, pp. 119-134. Madrid.
- HERNANDEZ PACHECO, E. (1929). Datos geológicos de la Meseta Toledano-Cacereña y de la fosa del Tajo. Mem. de la R. Soc. Esp. Historia Natural, 15. Madrid.
- HERNANDEZ PACHECO, E. y F. (1972). Aranjuez y el territorio al sur de Madrid. Congreso Intern. de Geología Guía de la excursión B-3. Madrid.
- HERNANDEZ PACHECO, E. (1921). Nuevos yacimientos de vertebrados miocenos y deducciones de orden paleofisiográfico. Asoc. Esp. Prog. Cienc. Congreso de Oporto, t. VI, pp. 158-170.
- HERNANDEZ PACHECO, F. (1930). Modificación de la red fluvial en España. Fenómenos de captura durante el Plioceno al norte de la Provincia de Madrid, B.R. Soc. Geogr. Nac. XX: Madrid, pp. 213-244.
- HERNANDEZ PACHECO, F. (1962). La formación o depósito de grandes bloques de edad Pliocena. Su relación con la raña. Est. Geol. Inst. "Lucas Mallada" C.S.I.C., XVIII, pp. 75-88.

- HERNANDEZ PACHECO, F. (1965). La formación de la raña al sur de la Sierra de Somosierra occidental. Bol. R. Soc. Esp. Hist. Nat. (Geol.) 6, 31, pp. 5-16.
- HERNANDEZ PACHECO, F. (1967). Los materiales sedimentarios y su origen en el suelo y subsuelo de Madrid. Informe no publicado.
- INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA. (1976). Mapa Geotécnico de la Ordenación Territorial y Urbana de la Subregión de Madrid.
- ISHII, Y. (1951). Discusión general. Symposium on consolidation Testing of soils. Special Tech. Publ. n° 216. A.S.C.E., pp. 103-109.
- JANBU, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proc. Europ. Conf. on SMFE Wiesbaden, 1 pp. 19-25.
- JANBU, N. and HJELDNEs, E.I. (1965). Principal stress ratios and their influence on the compressibility of soils. Proc. 6th. ICSMFE, Mon treal, (1), pp. 249-253.
- JANBU, N. (1965). Consolidation of clay layers based on non-linear stress strain. Proc. Sixth ICSMFE. Vol 2. pp.83-87.
- JANBU, N. (1967). Settlement calculation based on the tangent modulus con cept. 3 guest lectures at Moscow State Univ. Bull. 2, Geoteknikk, NTH, Trondheim.
- JANBU, N. (1969). Resistance concept applied to deformations of soils. Proc. 7th ISSMFE, México, (1), pp. 191-196.
- JANBU, N. (1977) Principles and interpretation procedures for in situ mea surements of soil parameters. Geoteknikkdagen. Oslo. (Norwegian). 31.1-31.19.

- JANBU, N. and SENNESET, K. (1979). Interpretation procedures for obtaining soil deformation parameters. Design parameters in Geotechnical engineering. BGS, London, Vol 1.
- JIMENEZ SALAS, J.A. y ESCARIO, V. (1968). Estudio geotécnico para el - proyecto de ampliación del Ferrocarril Metropolitano de Madrid. Lineas IV, VI y VII. Informe no publicado.
- JIMENEZ SALAS, J.A. y JUSTO ALPAÑES, J.L., (1971) Geotecnia y Cimientos I. Ed. Rueda. Madrid.
- JIMENEZ SALAS, J.A., JUSTO ALPAÑES, J.L. y SERRANO GONZALEZ, A. (1976). Geotecnia y Cimientos II. (Cap. 3, 5, 6, 14). Ed. Rueda. Madrid.
- JUSTO, J.L. y ZAPICO, L. (1974). Comparation between measured and estimated settlements at two Spanish aqueducts on gypsum rock. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge, 266.
- KALDJIAN, M.J. (1969). Discussion of "Desisgn prodecures for dinamically loaded foundations" by R.V. Whitman and F.E. Richart, Jr., Paper NO 5569, J. Soil Mech. and Found. Div. Proc. A.S.C.E. 95 NO. SM-1.
- KINDELAN, V. y GARCIA SIÑERIZ, J. (1928). Estudios geofísicos en las provincias de Madrid y Guadalajara. Datos para el estudio de la Geología de la provincia de Madrid. Cuenca terciaria del Alto Tajo, I.G.M.E. pp. 225-296.
- KOPPEJAN, A.W. (1948). A formula combining the Terzaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect. Proc. II. International Conf. on soil Mechanics and Foundations Engineering.
- KOPPOLA, S.D. y MORGENSTERN, N.R.(1972). Consolidation of clay layer in - two dimensions. J. Soil Mech. , A.S.C.E., 98, pp. 79-93.
- KUANTSAI LEE, (1981). Consolidation with constant rate of deformation. Geotechnique, 31, No.2, pp. 215-229.

- LAMBE, T. W. and MARTIN, R.T., (1957). Composition and Engineering Properties of soil. Highway Research Board. Proceedings. V-1957.
- LEONARDS, G.A. and RAMIAH, B.K., (1959). Time effects in the consolidation on clays. A.S.T.M., STP 254. pp. 116-130.
- LITTLE, A.L. (1961). Foundations. E. Arnold.
- LO, K.Y., (1961). Secondary compression of clays Proc. Am. Soc. Civ. -- Engrs. 87, Sm 4, pp 61-87.
- LOPEZ CORRAL, A. (1977). Fenómenos de colapso en las arenas del subsuelo de Madrid. Tesis Doctoral. Univ. Politécnica de Madrid.
- LOPEZ PITA, A. (1973). Deformaciones diferidas del suelo. Premio EGESA-BAUER, 1973. Madrid.
- LOPEZ REGODON, J. (1970). Guia geológica hidrogeológica y minera de la - Provincia de Madrid. I.G.M.E.
- LOPEZ VERA (1976). Hidrologia regional de la cuenca del rio Jarama en los alrededores de Madrid. Memorias I.G.M.E.
- LOPEZ VERA, F. (1977). Modelo de sedimentación de los materiales detríticos de la fosa de Madrid. Tecniterrae, 64-67.
- LOTZE, F. (1929). Stratigraphie und tecktonik das keltiberischen Grundgebirges (spanien), Abh. Ges. Wiss. Göttingen, Math. Phys, N. Ser. Vol XIV. (traduc. española por M. San Miguel, 1956), Publ. Ext. Geológicos, Vol. VIII).
- LOWE, J. et al (1969). Controlled Gradient consolidation test. J. of the Soil Mech. and Found. Div. Proc. A.S.C.E. SM.1, pp. 77-79.

- LUMB, P. (1963). Rate of settlement of a clay layer due to a gradually applied load. Civil Engineering and public works review, pp. 315-317.
- LLORET A. et al. (1979). Estudio experimental del fenómeno del colapso e - hinchamiento en terrenos no saturados y cementados del Pla de Vendrell. E.T.S. Ing. Caminos. Barcelona Publ. NO. GT.08.
- LLORET, A. and ALONSO, E.E. (1980). Consolidation of unsaturated soil including swelling and collapse behaviour. Geotechnique 30, NO 4. pp. 449-477.
- MACPHERSON, J. (1879). Breve noticia acerca de la estructura de la Península Ibérica. Soc. Esp. Histo. Nat. VIII. pp. 5-26.
- MACPHERSON, J. (1880). De las relaciones entre las rocas graníticas y porfídicas Anal. Soc. Esp. Historia Natural, 9.
- MACPHERSON, J. (1901). Ensayo historia evolutiva de la Península Ibérica An. Soc. Esp. Nat. XXX, pp. 123-165.
- MAGNAN et al. (1979) Etude numerique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la permeabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non saturation. Bull. de Liaison. Lab. des Ponts et Chaussées.
- MANZANARES, J.L. (1972). Modelo matemático de consolidación inidimensional de suelos con humedad superior a la optima. Tesis Doctoral. Universidad Politecnica de Madrid.
- MARTIN ESCORZA, C. y HERNANDEZ ENRILE, J.L., (1972) Contribución al conocimiento de la geología del Terciario Occidental de la Fosa del Tajo. B.R. Soc. Esp. Hist. Natural, 70, pp. 171-190.

- MARTIN ESCORZA et al. (1973). Contribución al conocimiento geológico del Terciario aflorante al norte de Toledo, B.R. Soc. Esp. Hist. Nat. (Geol.), 71, pp. 167-182.
- MARTINEZ ALFARO, P.E. (1978). Contribución al conocimiento de la Geología del casco urbano de Madrid. Estudios geol, 34, pp. 241-249.
- MATYAS, E.L. and RADHAKRISHANA, H.S., (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. Geotechnique, 18 NO 4, pp. -- 432-448.
- MENARD, L. (1957). Mesures in situ des propriétés physique des sols. Ann. Ponts et Chaussées. Paris. 127, pp. 357-377.
- MENARD, L. (1961). Influence de l'amplitude et de l'hitoire d'un champ de contrainte sur le tassement d'un sol de fondation. 5^e ICOSO MEF, Paris, 1, pp. 249-253.
- MENARD, L. (1971). Le tassement des fondations et les techniques pressiometriques. Sols et Fondations 84, pp. 106-124.
- MERCHANT, W. (1939). Some theoretical considerations on the one-dimensional consolidation of clay. S.M. thesis, Massachusetts. Inst. of Technology.
- MESRI, G. and CHOI, Y.K., (1979). Excess pore water pressure during consolidation. Proc. 6th. Asian Reg. Conf. Vol 1, pp. 151-154.
- MIKASSA, M. (1965). Discussion, Proc. of the Sixth Inter. Cong. on Soil Mech. and Found. Engineering. Vol. 3. Montreal, pp. 459-460.
- MORAN et al. (1958). Study of deep soil stabilization by vertical sand drains. Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy.

- MOUST JACOBSEN (1980). Nuevos modelos de edómetro y triaxial para suelos duros. Bol de Información del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. N^o 138, pp. 13-29.
- OBERMAIER, H. (1925). El hombre fósil. Com. Pal. y Prehistoria. Mem. 17.
- OTEO, C. y MOYA, J.F. (1979). Informe sobre la auscultación del tunel y propiedades del terreno del tramo Estrella-Pavones. Linea IX del FF. CC. Metropolitano de Madrid. (Lab. del Transporte y Mecánica del Suelo).
- OTEO, C. y MOYA, J.F. (1979). Estimation of the soil parameters of Madrid in relation to the tunnel construction. Proc. 7th Europ. Conf. on soil Mech. and Found. Eng. Brighton.
- OTEO, C. (1979). Informe sobre las condiciones de cimentación de una chimenea de equilibrio en la actuación urbanística de "Tres Cantos". (Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo. Madrid.).
- OTEO, C. y MOYA, J.F. (1980). Evaluación de parámetros del suelo de Madrid con relación a la construcción de túneles. Bol. Inf. Lab. Carreteras y Geotecnia, num. 137'
- PARGA, J.R. y PONDAL, (1969). Sistemas de fracturas tardhihercinicas del Macizo Hespésico. Trab. del Lab. Geol. de Lage, 37, 15p. Lage. -- (Coruña).
- PEDRAZA GILSANZ, J. (1978). Estudio geomorfológico de la zona de enlace entre las Sierras de Gredos y Guadarrama (Sistema Central Español). Fac. Cienc. Geológicas. Tesis Doctoral. Univ. Complutense de Madrid.
- PEIGNAUD, M. (1971). Consolidation d'un sol sous charge variable. Rapport de recherche N^o 13. Lab. des Ponts et Chaussées.
- PEREZ DE BARRADAS, J. (1926). Estudios sobre el terreno cuaternario del Valle del Manzanares (Madrid). Publ. del Ayuntamiento de Madrid.

- PEREZ GONZALEZ, A. (1971). Tertiary and Quaternary of the Plateau of New Castille, Tenth Intern. Field institute, Guidebook. Amer. Geol. - Institute, pp. 224-241.
- PEREZ GONZALEZ, A. y ASENSIO AMOR, I. (1973). Rasgos sedimentológicos y geomorfológicos del Sistema de terrazas del rio Henares, en la zona de Alcalá. Azuqueca. Bol. Geol. y Minero, LXXXIV, pp. 15-22.
- PEREZ GONZALEZ, A. (1981). Neógeno y Cuaternario de la llanura manchega y sus relaciones con la Cuenca del Tajo. Tesis Doctoral. Universidad Complutense. Madrid.
- PEREZ RODRIGUEZ, J.R. (1979). El proceso de consolidación unidimensional en medios homogéneos no saturados. (Tesis Doctoral).
- POSKITT, T.J. (1969). The consolidation of saturated clay with variable permeability and compressibility. Geotechnique, 19, pp. 234-252.
- PRADO, C. (1864). Descripción física y geológica de la provincia de Madrid. Junta General de Estadística. Madrid.
- PROUST, L. (1806) Carta dirigida a Lametherie. Journ. de Physique. (Marzo). Paris.
- RIBA, O. (1956). Ensayo sobre la distribución de la litofacies del terciario continental de la cuenca del Tajo al oeste de la Sierra de Altomira. Com. de la 1^a Reunión del Terciario, Sabadell.
- RIBA, O. (1957). Livret guide de L'excursion au Terrasses du Manzanares et du Jarama aux environs de Madrid. V. Congrès International, Madrid-Barcelona.
- ROSENQUIST, I.T., (1963). The influence of physico-chemical factors upon the mechanical properties of clays. Norwegian Geotech. Inst., Publ. NO. 54.

- ROYO GOMEZ, J. (1921). Hallazgo de restos de Testudo bolivari junto a la calle de Moret, en Madrid. Bol. de la R. Soc. Esp. de Hist. Natural, t. XXI, pp. 285-286.
- ROYO GOMEZ, J. (1922). El Mioceno continental Ibérico y su fauna malacológica. Mem. N° 30, de la Comisión de Invest. Paleontológica y Prehistoria. Junta para Ampliación de Estudios. Madrid.
- ROYO GOMEZ, J. (1929). Datos para el estudio de la provincia de Madrid. I.G.M.E..
- ROWE, P. and BARDEN, L. (1966). A new consolidation cell. Geotechnique, 16, pp. 162-178.
- SAINZ BORDA, J.A. (1979). Análisis numérico bidimensional de la consolidación primaria de arcillas blandas saturadas. (Tesis Doctoral) i
- SALLFORS, G. (1975). The preconsolidation pressure of soft high-plastic. Clays. Dr. Thesis.
- SANGLERAT, G. (1965). Le penetrometre et la reconnaissance des sols. Dunod.
- SANGLERAT, G. (1971). Penetrometre statique et dynamique. Le penetrometre statique et la prevision des tassements. Recueil de conferences du Seminaire du C.A.S.T. sur les essais in situ, I.N.S.A. Lyon.
- SCHIFFMAN, R. (1960). Field applications of soil consolidation. Time dependent loading, HRB. Bull. 248.
- SCHIFFMAN, R.L. y GIBSON, R.E. (1964). Consolidation of nonhomogeneous clay layers. Design of Foundations for Control of settlements, soil Mech. Div. A.S.C.E. 1-30.

- SCHIFFMAN, R. et al. (1964). The secondary consolidation of clays. Iutam. Symposium on Rheology and soil Mech. Grenoble, pp. 273-298.
- SCHMERMANN, J.H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. Proc. A.S.C.E. SM-3.
- SCHMID, W.E., KLAUSNER, Y. and WHITMORE, C.F. (1960). Rheological shear and consolidation behaviour of clay soils. Progress report to - Office of Naval Research, Dept. of Navy, Washington, D.C.
- SCHWENZNER, J.E. (1937). Zur Morfologie das Zentrals Spanischen Hoclan des Geogr. Abhandl, 3² ser. H.10, 1-128 p. Stuttgart. Traducido y resumido por Vidal Box. La morfologia de la región montañosa Central de la Meseta Española. Bol. R. Soc. Hist. Natur. 41, pp. 121-148.
- SCOTT, R.F. (1963) Principles of soil Mechanics. Addison-Wesley, Londres.
- SEED, H.B. et al. (1962). Prediction of Swelling potencial for compacted clays. J. Soil Mech., A.S.C.E., 88 SM 3, pp. 53-87.
- SEED, H.B. et al. (1964). Fundamental aspects of the Atterber limits. J. soil Mech. A.S.C.E., 90, SM-6, pp. 75-105.
- SEKIGUCHI, H. and TORIIHARA, M. (1976). Theory of one-dimensional consolidation of soft clays with consideration of their rheological properties. Soils and Foundations. Vol. 16. NO.1, pp. 27-44.
- SENNESET, K. and FINBORUD, L.I. (1980). Discussion. Soil Compressibility as measured in the oedometer. Geotechnique, 30, 3, pp. 325-327.
- SHIELDS, D.H. (1963). The influence of vertical sand drains and natural stratification on consolidation. Ph. D. Thessis. Univ. Manchester.
- SKEMPTON, A.W. (1953). The colloidal activity of clays.III. Cong. Int. Mec. Suelos, Zurich, 1, pp. 57-61.

- SMITH, R. and WAHLS, E. (1969). Consolidation under constant rates of strain. Proc. A.S.C.E. SM-2, pp. 519-539.
- SOERS, E. (1972). Stratigraphie et geologie structurale de la Partie -- orientale de la Sierra de Guadarrama. *Studia Geologica*.
- STAMATOPOULOS, A.C. and KOTZIAS, P.C. (1973) The specific constrained modulus. Eighth Int. Cong. Soil. Mech. Fdn. Engng. Moscow 1/61, -- p. 397.
- STAMATOPOULOS, A.C. and KOTZIAS, P.C. (1978). Soil compressibility as measured in the oedometer. *Geotechnique*, 28, NO 4, pp. 363-375.
- TAN, T.K. (1957). Secondary time effects and consolidation of clays, Academic. Sinica. Harbin, China.
- TAYLOR, D.W. and MERCHANT, W. (1940). A theory of clay consolidation --- accounting for secondary compressions. *J. Math. Phys.* 19:3, pp.-167-185.
- TAVENAS, F. (1978). Behaviour of embankments on clay. Guest lecture at Norwegian Inst. of Technology. Trondheim.
- TOKHEIM, O. and JANBU, N. (1976). A continuous consolidation test. Internal Report, SM, Norw. Inst. of Techn., Trondheim.
- UBANELL, A. G. (1981). Estudio de la fracturación en un segmento del Sistema Central español. Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid.
- URIEL, S. y OTEO, C. (1976). Propiedades geotécnicas de las margas azules de Sevilla. Memorias del Simposio Nacional sobre rocas blandas. 1 A-9.

- URIEL, S. (1978). Test to investigate the deformability of overconsolidated clayey soils. III Congreso Inter. de Geología del Ingeniero. Vol. 10, pp. 261-266. Madrid.
- VAUDOUR, J. (1979). La región de Madrid, alterations, sols et paleosols. Tesis Doctoral.
- VIDAL BOX, C. (1937). Ensayo sobre la interpretación morfológica y tectónica de la Cordillera Central en el segmento comprendido en la -- provincia de Avila. Bol. S. Esp. Hist. Natural, 37. pp. 79-106.
- VIDAL BOZ, C. (1942). La línea morfotectónica meridional de la Sierra de Guadarrama. Bol. R. Soc. Esp. Hist. Natural, 40 (3-4), pp. 117-132.
- WAHLS, H.E. and DE GODOY, N.S. (1965). Interpretation of the consolidation test. Proc., A.S.C.E. 91, SM-3, pp. 147-152.
- WHITMAN, R.V. and RICHART, F.E. (1967). Design procedures for dynamically loaded foundations. J. Soil Mech. Indus. Div. A.S.C.E. Vol. 93. NO. SM-6, pp. 169-193.
- WISSA, E.Z. and HEIBERG, S. (1969). A new one-dimensional consolidation test. M.I.T. Department of Civil Engineering. Research Report 69-9. Soil Publ. NO 229.
- WISSA, A.E. et al, (1971). Consolidation at constant rate of strain. J. - Soil Mech. Indns. Div., A.S.C.E., 97, NO SM-10, pp. 1393-1413.
- WROTH, C.P. (1971). Some aspects of the elastic behaviour of over consolidated clay. Stress-strain Behaviour of Soils. Foulis, Henley on -- Thames, pp. 347-361.
- YASUHARA, K. (1979). A simplified method for estimating the secondary compression of saturated cohesive soils. J. Of T.S.C.E., NO 282. pp. 89-100.

- YASUHARA, K. (1980). Settlement analysis of a soft soil ground exhibiting large secondary compression. Proc. 6th. Southeast Asian Cong. on -- Soil Engineering, pp. 159-173.
- YOSHIMI, Y. and OSTERBERG, J.O. (1963). Compression of partially saturated cohesive soils. Proc. A.S.C.E., SM-4. pp. 1-24.
- ZEEVAERT, L. (1953). Pore pressure Measurements to investigate the main source of subsidence in Mexico City. Proc. 3rd. Inter. Cong. soil Mech. Found. Eng. (Zurich). Vol. II, p. 299.
- ZEEVAERT, L. (1973). Foundation Engineering for difficult subsoil conditions, Van nostrand R.C., New. York.
- ZULUETA, A. y AMODEO, F. (1906). Sobre la tortuga fósil encontrada en Vallecas. Bol. de la Real Soc. Esp. de Hist. Natural, t. VI, pp. -- 121-122. y 170. Madrid.

APENDICE I

CONSOLIDACION BAJO VELOCIDAD DE
DEFORMACION CONSTANTE.

A.I.1.- INTRODUCCION

Los ensayos edométricos basados en los primeros trabajos de Terzaghi han sido utilizados durante muchos años con pocas modificaciones. En estos ensayos la pastilla de suelo es cargada por incrementos, manteniendo la carga normalmente durante 24 horas y duplicándola en cada escalón. De esta forma el ensayo se completa entre dos y tres semanas, estando, por otra parte, pobremente definida la curva deformación (ó índice de huecos) frente a la presión efectiva, siendo difícil definir la presión de preconsolidación del suelo ensayado.

En 1969 dos nuevos métodos de ensayo bajo carga continua son desarrollados. Estos son, el ensayo de gradiente controlado (Lowe et al. 1969) y el ensayo efectuado bajo velocidad de deformación constante -- (Smith y Wahls, 1969, basado en los trabajos de la Tesis Doctoral de -- Smith, 1968; Wissa et al., 1969). En 1970 Aboshi et al. desarrollan el ensayo bajo velocidad de carga constante. Existen, no obstante, antecedentes del ensayo en condiciones de velocidad de deformación constante (C.R.S.) en Hamilton y Crawford (1959), descrito como un ensayo rápido para determinar la presión de preconsolidación.

De los tres ensayos de carga continua mencionados, es quizás el C.R.S. el que ha alcanzado una mayor difusión, impulsado por los -- trabajos llevados a cabo en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, desde 1967. En este ensayo, que puede completarse en un máximo de 4 ó 5 días, incluyendo el tiempo necesario para saturar la pastilla de sue

lo, la curva deformación - tensión efectiva está definida de forma continua tanto en proceso de carga como en descarga, siendo más facil determinar la presión de preconsolidación que en los ensayos edométricos de tipo convencional.

A.I.2.- DESCRIPCION DEL CONSOLIDOMETRO

Un esquema del consolidómetro desarrollado en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, análogo al empleado en esta investigación puede verse en la figura A.I.1. Consta de dos cámaras, la cámara de la célula y la cámara de ensayo, estando ambas hidráulicamente separadas por un diafragma. La pastilla de suelo se sitúa en la cámara de ensayo una vez alojada en el anillo portatestigos. Un pistón atraviesa la cámara de la célula y actúa sobre la tapa de carga de la cámara de ensayo. Cualquier fuga de la célula de presión por debajo de la cabeza del pistón se descarga a través de un pequeño orificio dispuesto a lo largo del eje de dicho pistón, lo que asegura una fuerza neta descendente sin necesidad de tener que aplicar una fuerza adicional a la tapa de carga en su movimiento. El drenaje de la pastilla de suelo se efectúa a través de una piedra porosa situada bajo la tapa de carga, la cual está hidráulicamente conectada mediante dos tubos de polietileno a dos válvulas sin cambio de volumen situadas en la base de la célula. La presión de cola se puede aplicar para saturar la muestra y la piedra porosa bien a través de la base de la pastilla de suelo ó a través de una de las líneas de drenaje descritas. La otra línea de drenaje puede conectarse a una de cambio de volumen. Cuando se está saturando la muestra es posible medir la presión de hinchamiento a partir de la carga necesaria para mantener inmóvil el pistón. En la base de la célula y en contacto con el plano inferior de la pastilla de suelo existe una piedra porosa, de diámetro menor que el de la muestra, a través de la cual se puede registrar la presión de agua, en dicho

plano y en cualquier instante, mediante un transductor de presión.

Como se ha dicho más arriba la pastilla de suelo se monta, va liendose de adecuados elementos de corte cuando es inalterada, en un anillo de pared delgada, el cual es introducido en la cámara de ensayo que dando en contacto con otro anillo más rígido, con lo que se consiguen - evitar las deformaciones radiales de la pastilla de suelo durante el proceso de carga.

Las deformaciones verticales de la muestra se determinan mi--diendo el desplazamiento del pistón mediante un comparador acoplado a un transductor de desplazamientos. La carga exterior aplicada al pistón se registra mediante una célula de carga incorporada al mismo y la presión de agua en la base de la pastilla de suelo se registra mediante un transductor de presión intersticial. Las presiones de cola y de célula aplicadas se leen en un manómetro, aunque también pueden conectarse a - transductores de varios canales de entrada y registradas gráficamente. El equipo se completa con los correspondientes sistemas de presión de - cola y célula y con la prensa de carga la cual dispone de una amplia gama de velocidades.

Las posibilidades de ensayo con el equipo descrito son amplias. Se puede realizar un ensayo de consolidación de tipo convencional, por - escalones, cargando la muestra mediante presión de célula ó exteriormente mediante el pistón de carga con la ventaja de poder seguir la disipación de la presión intersticial en la base de la probeta.

La muestra se puede cargar a velocidad de deformación constante ó a velocidad de carga constante, quedando registrados de forma automática, la deformación de la pastilla, la carga total y la presión intersticial en su base. También se puede cargar con un gradiente hidráulico constante. Existe, así mismo, la posibilidad de combinar las formas de carga descritas; por ejemplo en un ensayo C.R.S. se puede - detener el ensayo y observar bajo carga constante la disipación de la presión intersticial ó la consolidación secundaria.

La forma de conducir los ensayos realizados en esta investigación ya se ha descrito en el punto V.3.1 del Capítulo V.

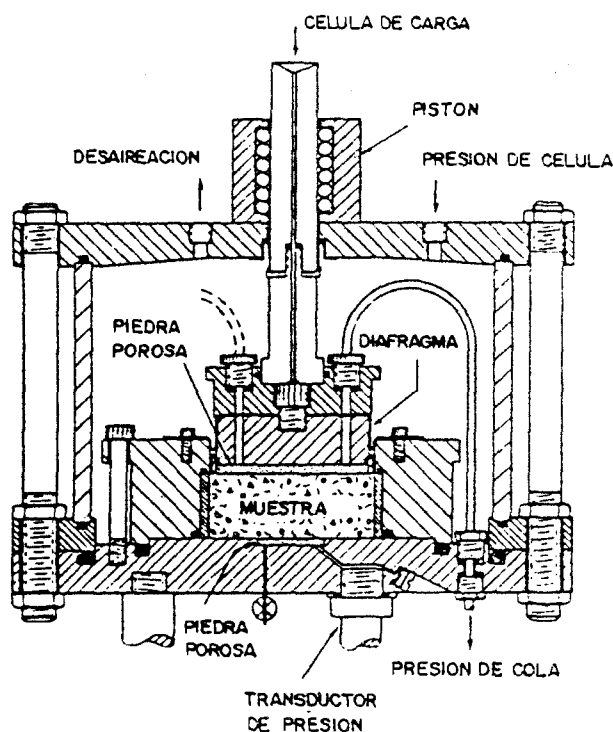


Fig. A.I.1.- Consolidómetro desarrollado en el
M.I.T. (Wissa et. al. 1971).

A.I.3.- FORMULACION MATEMATICA Y SOLUCION DE LA ECUACION QUE RIGE EL PROCESO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL BAJO DEFORMACION CONSTANTE.

E.H. Davis de la Universidad de Sidney, desarrolló la solución teórica del proceso de consolidación bajo deformación constante siendo Profesor Visitante en el Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.) en 1968.

Para plantear la ecuación diferencial se adopta la formulación propuesta por Mikasa (1965) y utilizada por Davies, Raymond y Janbu (1965).

Hipótesis bajo las que se plantea la Ecuación Diferencial

- Suelo homogéneo y saturado.
- Los granos de suelo y el agua son incomprensibles comparados con la compresibilidad del esqueleto.
- Compresión y flujo unidimensional.
- Validez de la Ley de Darcy.
- El retraso producido en la expulsión del agua es función de la permeabilidad del suelo.
- Deformaciones unitarias pequeñas.
- Se supone que el cálculo infinitesimal es aplicable a partículas de tamaño finito.

A) Ecuación Diferencial

Si consideramos un elemento de suelo que encierra un volumen V_T , por el principio de conservación de la masa, el flujo de fluido hacia el exterior es igual a la velocidad con que cambia la masa de fluido contenida en un elemento.

Es aplicable el teorema de la divergencia:

$$\iint_S \vec{v} \cdot \vec{n} ds = \iiint_{V_T} \text{div} \vec{v} dV_T = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

siendo:

S , Superficie cerrada, lisa o descomponible en trozos que lo sean y orientable que encierra V_T .

\vec{v} , Velocidad del agua

\vec{n} , Vector unitario normal a la superficie del elemento.

V , Volumen de agua almacenado en el elemento.

V_T , Volumen total del elemento

t , Tiempo.

En el limite, cuando $V_T \rightarrow 0$

$$\text{div} \vec{v} = \frac{1}{V_T} \frac{dV_T}{dt} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2)$$

$\varepsilon \equiv$ Deformación volumétrica del elemento.

Según la ley de Darcy:

$$\vec{v} = -k \text{ grad } \frac{u_e}{\gamma_w}$$

k , Coeficiente de permeabilidad del suelo.

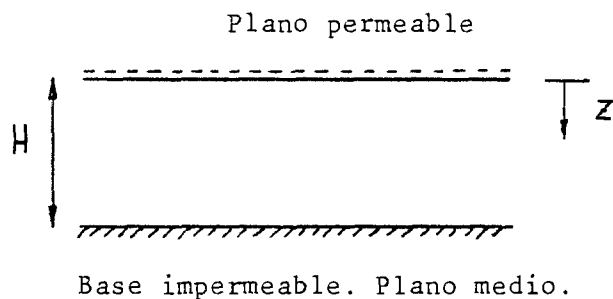
u_e , Presión intersticial en exceso sobre la hidrostática.

γ_w , Peso específico del agua.

Por tanto:

$$\text{div} \left(-k g \vec{a} d \frac{u_e}{\gamma_w} \right) = \frac{1}{V_T} \frac{dV_T}{dt} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (3)$$

Considerando una pastilla de suelo confinada lateralmente y situada entre dos placas porosas



La ecuación (3) se puede expresar:

$$\frac{d}{dz} \left[-\frac{k}{\gamma_w} \frac{du_e}{dz} \right] = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (4)$$

Despreciando el peso de la pastilla en relación con la presión aplicada:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = 0$$

σ_v , Presión vertical aplicada.

Según la ley de presiones efectivas de Terzaghi, la presión vertical efectiva:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_e \quad (5)$$

De (5):
$$\frac{d\sigma_v'}{dz} = - \frac{du_e}{dz}$$

La ecuación (4) queda:

$$\frac{d}{dz} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{d\sigma_v'}{dz} \right] = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (6)$$

Suponiendo ahora que la deformación vertical depende sólo de la presión vertical efectiva:

$$\frac{d}{dz} \left[\frac{k}{\gamma_w} \frac{d\sigma_v'}{d\varepsilon} \frac{d\varepsilon}{dz} \right] = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (7)$$

La relación $\frac{d\varepsilon}{d\sigma_v'}$ es denominada coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v .

Se realiza una nueva hipótesis para facilitar la solución de la ecuación (7):

Se supone que la relación $\frac{k}{m_v \gamma_w}$ es una constante en cualquier punto de la pastilla e independiente del tiempo. Esta constante se denomina coeficiente de consolidación, C_v .

Con esto, la ecuación (7) se transforma en:

$$C_v \frac{d^2 \varepsilon}{dz^2} = \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (8)$$

Esta ecuación era deducida casi simultáneamente por Mikasa, Janbu, Davis y Raymond en 1965.

Para un comportamiento lineal del material la ecuación (8) se

puede poner en la forma dada por Terzaghi:

$$C_v \frac{d^2 u_e}{dz^2} = \frac{du_e}{dt} \quad (9)$$

B) Solución de la Ecuación Diferencial

La ecuación diferencial

$$C_v \frac{d^2 \epsilon}{dz^2} = \frac{d\epsilon}{dt}$$

en la hipótesis de velocidad de deformación constante fué resuelta por E.H. Davis.

Las condiciones de borde son:

$$v = r \cdot t \cdot H \quad \text{en } z = 0$$

$$v = 0 \quad \text{en } z = H$$

$$\frac{d\epsilon}{dz} = 0 \quad \text{en } z = H$$

donde:

H , Altura de la muestra

r , Velocidad media de deformación de la muestra.

$v = \int_z^H \epsilon dz$, Desplazamiento vertical de un plano horizontal.

La solución de la ecuación diferencial (8) se puede expresar:

$$\epsilon_{z,t} = r t \left(1 + F\left(\frac{z}{H}, T_v\right) \right) \quad (10)$$

donde:

$$F\left(\frac{z}{H}, T_v\right) = \frac{1}{6 T_v} \left[2 - 6 \frac{z}{H} + 3 \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] - \frac{2}{\pi^2 T_v} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos \frac{n\pi z}{H}}{n^2} e^{-n^2 \pi^2 T_v} \quad (11)$$

siendo $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$ un factor de tiempo adimensional.

En la ecuación (10) el sumando r_t representa la deformación vertical media de la pastilla de suelo en el instante t y el sumando $r_t F\left(\frac{z}{H}, T_v\right)$ la desviación de la deformación a partir de la media en función de la profundidad relativa $\frac{z}{H}$ y del factor de tiempo T_v .

Este último sumando puede expresarse, después de sustituir el factor de tiempo de la siguiente forma:

$$r_t F\left(\frac{z}{H}, T_v\right) = \frac{r H^2}{C_v} \left[\frac{1}{3} - \left(\frac{z}{H}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H}\right)^2 \right] - \frac{r H^2}{C_v} \left[\frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos \frac{n\pi z}{H}}{n^2} e^{-n^2 \pi^2 T_v} \right] \quad (12)$$

Pueden distinguirse a su vez en la expresión (12) otros dos sumandos, el primero independiente del tiempo y el segundo dependiente del mismo:

$\frac{r H^2}{C_v} \left[\frac{1}{3} - \left(\frac{z}{H}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H}\right)^2 \right]$ corresponde al estado permanente de la componente de la desviación de la deformación respecto de la media.

$\frac{r H^2}{C_v} \left[\frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos \frac{n\pi z}{H}}{n^2} e^{-n^2 \pi^2 T_v} \right]$ corresponde al estado transitorio de la componente de la desviación de la deformación respecto de la media.

En la Figura A.I.2. se ha representado el sumando $r_t F\left(\frac{z}{H}, T_v\right)$ dividido por el factor adimensional $\frac{r H^2}{C_v}$ para diversos valores del factor de tiempo T_v y para diversas profundidades dentro de la pastilla de suelo.

Como puede comprobarse en esa figura la componente transito-

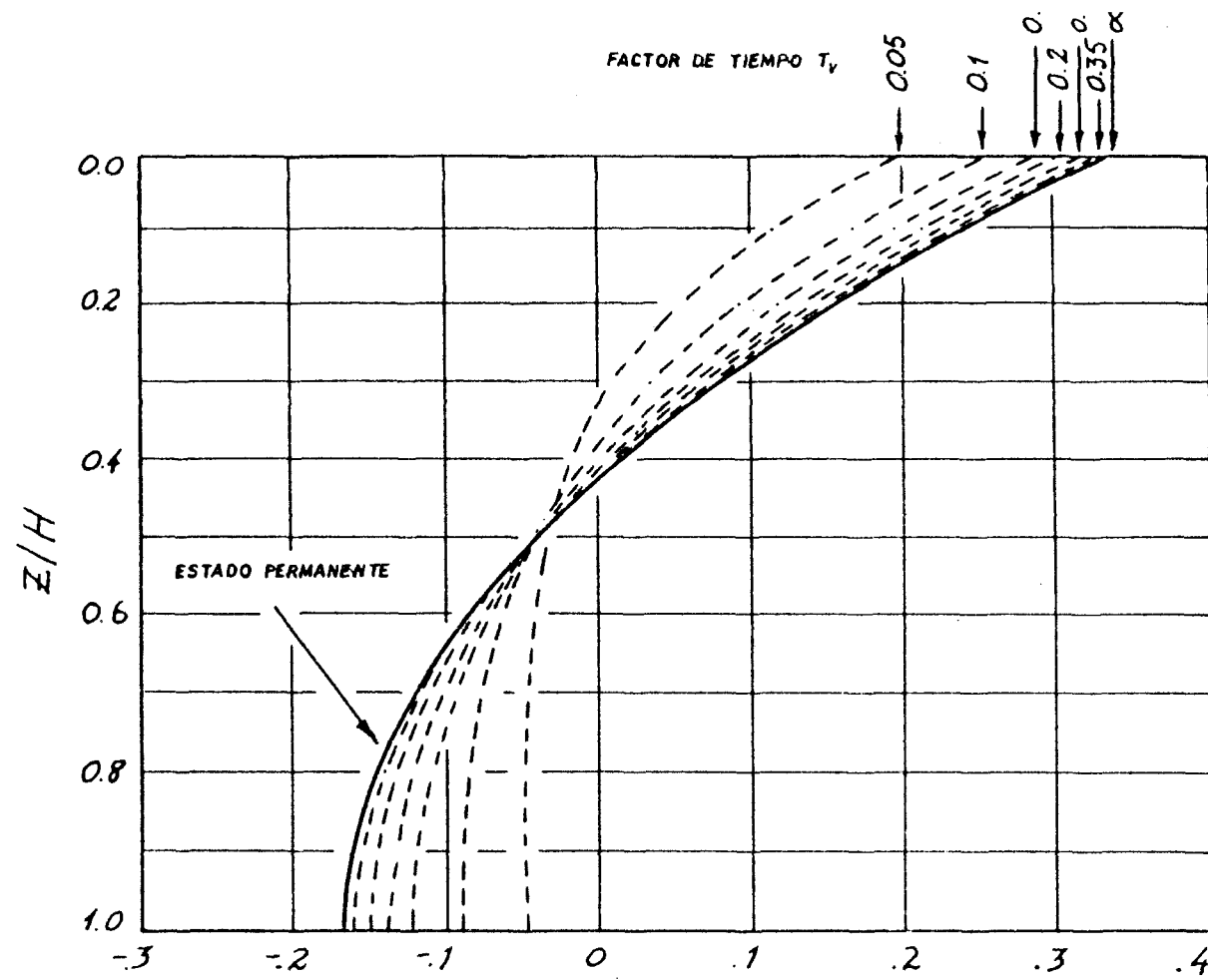
ria llega a ser insignificante a partir de un valor del factor de tiempo igual a 0,5. Este mismo hecho puede apreciarse en la Figura A.I.3., en la que se ha representado la componente transitoria dividida por el factor adimensional $\frac{rH^2}{C_v}$ para diversos valores del factor de tiempo en función de la profundidad.

A continuación figuran los resultados obtenidos en el programa de ordenador que hemos desarrollado para evaluar el segundo sumando de la ecuación (11) correspondiente a la componente transitoria de la desviación de la deformación a partir de la media, dividida por la deformación media rt .

Se ha evaluado también la función $F\left(\frac{z}{H}, T_v\right)$ de la ecuación (11)

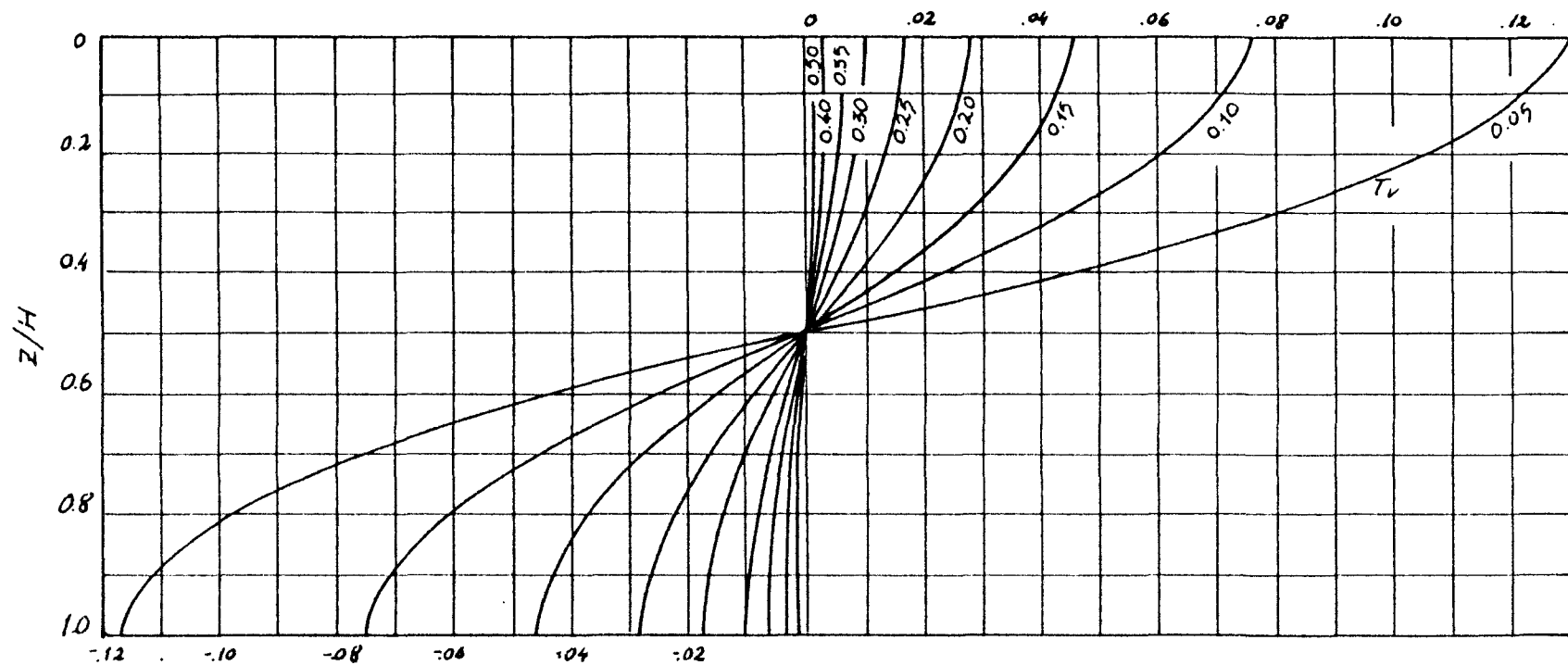
La evaluación tanto de la componente transitoria dividida por rt como de la función F se ha realizado para factores de tiempo comprendidos entre 0,05 y 2,5 y para cada factor de tiempo se han considerado 11 valores de $\frac{z}{H}$ comprendidos entre 0 y 1.

Estos resultados ponen también de manifiesto la poca importancia de la componente transitoria para valores del factor de tiempo superiores a 0,5.



$$\frac{r t F\left(\frac{z}{H} T_v\right)}{r H^2 / C_v} = \left[\frac{1}{3} - \frac{z}{H} + \frac{z^2}{2 H^2} - \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos n \pi z / H}{n^2} e^{-n^2 \pi^2 T_v} \right]$$

FIG. A.1.2.- DESVIACION DE LA DEFORMACION RESPECTO DE LA MEDIA, DIVIDIDA POR EL FACTOR ADIMENSIONAL rH^2/C_v EN FUNCION DE LA PROFUNDIDAD Y PARA DIFERENTES FACTORES DE TIEMPO



$$\frac{\text{COMPONENTE TRANSITORIA}}{rH^2/c_v} = \frac{2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos(n\pi x \frac{z}{H}) e^{-n^2\pi^2 T_v}}{n^2}$$

FIG. A.I. 3.- COMPONENTE TRANSITORIA DE LA DESVIACION DE LA DEFORMACION RESPECTO DE LA MEDIA DIVIDIDA POR EL FACTOR ADIMENSIONAL rH^2/c_v

A.I.4.- INTERPRETACION DEL ENSAYO DE CONSOLIDACION BAJO DEFORMACION
CONSTANTE.

En el planteamiento de la ecuación diferencial que rige el proceso de consolidación bajo deformación constante no se ha hecho ninguna hipótesis acerca del comportamiento tenso-deformacional del suelo. Tan solo se ha supuesto que el coeficiente de consolidación C_v es constante en cualquier punto de la pastilla ensayada y en todo momento.

Pueden hacerse diversas hipótesis acerca de la relación tensión-deformación.

En lo que sigue se analizan los casos de un comportamiento lineal del suelo y de un comportamiento no lineal.

A) Comportamiento lineal del material

El suelo se comportará de acuerdo a un modelo lineal, si se supone por ejemplo que el módulo de compresibilidad volumétrica m_v sea constante, lo que implica que la permeabilidad sea k constante, ya que se ha supuesto en el planteamiento general de la ecuación que rige el proceso de consolidación que el coeficiente de consolidación C_v es constante, independiente de la profundidad y en cualquier instante. Se ha supuesto por tanto independiente de las pequeñas deformaciones .

Distinguiremos dos etapas durante el ensayo:

- a) Etapa transitoria, durante la cual la parte transitoria - de la componente de la desviación de la deformación respecto de la media, no puede despreciarse.
- b) Etapa permanente, durante la cual la distribución de deformaciones resulta bien representada por la deformación media y por el estado permanente de la componente de la desviación de la deformación respecto de la media, pudiendo por tanto despreciarse el estado transitorio.

Analizaremos a continuación ambas etapas:

a) Etapa transitoria

Por tratarse de un comportamiento lineal, la relación entre las deformaciones correspondientes a dos puntos en un instante determinado está dada por la relación entre las presiones efectivas correspondientes a estos dos puntos.

Los puntos en los que estas presiones efectivas son bien conocidas a partir de los datos directamente tomados durante el ensayo son los de los planos superior e inferior de la pastilla.

Por tanto la relación entre las deformaciones correspondientes a $\frac{Z}{H} = 1$ (parte inferior de la pastilla) y a $\frac{Z}{H} = 0$ (parte superior de la pastilla) en un instante cualquiera:

$$\frac{\varepsilon(z/H=1, t)}{\varepsilon(z/H=0, t)} = \frac{[\sigma_v - \sigma_{v_0}] - u_e}{[\sigma_v - \sigma_{v_0}]} = \frac{1 + F(1, T_v)}{1 + F(0, T_v)} = F_3(T_v) \quad (13)$$

siendo σ_v la presión total aplicada en el instante t , σ_{v_0} la presión total en el instante $t=0$ y u_e el exceso de presión intersticial en la base de lapastilla en el instante t .

En la Figura A.I.4 se han representado los valores de F_3 previamente tabulados para diversos valores de T_v .

Durante esta etapa transitoria el coeficiente de consolidación C_v puede determinarse, como la pendiente de la recta $T_v = C_v \frac{t}{H^2}$, la cual puede representarse seleccionando valores de $F_3(T_v)$ en diversos instantes.

Los valores de $F_3(T_v)$ se determinan directamente mediante la expresión (13) a partir de las lecturas de σ_v y u_e durante esta parte del ensayo. Con los valores de $F_3(T_v)$ seleccionados se determinan los correspondientes valores de T_v , por lo que en definitiva se dispone de un cuadro de valores de T_v frente a $\frac{t}{H^2}$ y por lo tanto de C_v .

Puede definirse también las curvas tensión efectiva-deformación en ambas bases de la pastilla. En efecto las tensiones totales e intersticiales son conocidas en ambas bases durante la ejecución del ensayo y las deformaciones pueden determinarse en esos puntos a partir de la ecuación (12) para $\frac{z}{H} = 0$ y $\frac{z}{H} = 1$, puesto que los valores del factor de tiempo T_v son conocidos en cada instante. En la Figura A.I.3

se han representado los valores de $F(0, T_v)$ y $F(1, T_v)$.

b) Estado permanente

Cuando las condiciones transitorias han desaparecido, la expresión de la deformación a una profundidad z y en cualquier instante t es:

$$\epsilon_{z,t} = \gamma t + \frac{\gamma H^2}{C_v} \left[\frac{1}{3} - \left(\frac{z}{H} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right] \quad (14)$$

Por tanto en las bases superior e inferior de la pastilla de suelo:

$$\epsilon_{o,t} = \gamma t + \frac{1}{3} \frac{\gamma H^2}{C_v} \quad (15)$$

$$\epsilon_{H,t} = \gamma t - \frac{1}{6} \frac{\gamma H^2}{C_v} \quad (16)$$

y la diferencia de deformación entre ambos planos en cualquier instante:

$$\Delta \epsilon = \epsilon_{o,t} - \epsilon_{H,t} = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{C_v} \quad (17)$$

Por otra parte la presión efectiva en la parte superior de la pastilla:

$$\sigma'_v(z=0) = \sigma_v - u_e(z=0) = \sigma_v \quad (18)$$

ya que el exceso de presión intersticial en ese plano, $u_e(z=0)$ es nulo.

En la parte inferior de la pastilla y en el mismo instante:

$$\sigma'_v(z=H) = \sigma_v - u_e(z=H) \quad (19)$$

luego el incremento de presión efectiva en un instante :

$$\Delta \sigma'_v = \sigma'_v(z=0) - \sigma'_v(z=H) = u_e(z=H) = u_{e\max} \quad (20)$$

A partir de: $\Delta \epsilon = m_v \Delta \sigma_v'$

sustituyendo los valores de las relaciones (17) y (20), se obtiene una expresión para la permeabilidad:

$$k = \frac{1}{2} \frac{r H^2 \gamma_w}{u_{e\max}} \quad (21)$$

Esta expresión es teóricamente para un comportamiento lineal del material una vez disipadas las condiciones transitorias.

Como la permeabilidad, dada por la expresión (22) ha de ser constante en un comportamiento lineal del material resulta que cuando se alcanzan las condiciones permanentes, la presión intersticial que se registra en la base inferior de la probeta ha de ser constante.

Si lo que consideramos es la diferencia entre las deformaciones correspondientes a dos instantes diferentes t_1 y t_2 y en un mismo punto z , se obtiene a partir de la expresión (14):

$$\Delta \epsilon = \gamma (t_2 - t_1) \quad (22)$$

Por permanecer la presión intersticial constante en el tiempo una vez alcanzadas las condiciones permanentes, el incremento de presión efectiva en un punto z correspondiente a un intervalo de tiempo $t_2 - t_1$, puede expresarse en términos de presión total:

$$\Delta \sigma_v' = \Delta \sigma_v \quad (23)$$

Por tanto puede ponerse:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma_v'} = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma_v} = \frac{\gamma}{\frac{\Delta \sigma_v}{\Delta t}} \quad (24)$$

y en el límite:

$$m_v = \frac{\gamma}{d\sigma_v/dt} \quad (25)$$

siendo $\frac{d\sigma_v}{dt}$ la velocidad de carga de la muestra.

Sustituyendo los valores dados en las expresiones (21) y (25) en $C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$ se obtiene una expresión para el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{1}{2} \frac{H^2}{u_{e\max}} \frac{d\sigma_v}{dt} \quad (26)$$

Pueden definirse las curvas tensión efectiva-deformación en las bases superior e inferior de la pastilla, por ser conocidas las tensiones efectivas en esos puntos ($z=0$ y $z=H$) así como las ecuaciones (15) y (16). Estas curvas nos permitirán estimar hasta qué punto es cierta la hipótesis de material lineal realizada.

b) Comportamiento no lineal del material

Un comportamiento no lineal del suelo puede expresarse admitiendo que la variación del índice de huecos respecto al logaritmo de la presión efectiva sea constante:

$$\frac{de}{d(\log \sigma'_v)} = - C_c \quad (27)$$

La constante C_c se conoce como índice de compresión..

Para pequeñas deformaciones el comportamiento tensodeformacional puede expresarse:

$$C_\epsilon = \frac{d\epsilon}{d(\log \sigma'_v)} = \frac{d\epsilon}{de} \frac{de}{d(\log \sigma'_v)} = \frac{C_c}{1+e} \quad (28)$$

siendo C_ϵ una constante llamada índice de deformación.

Esta suposición puede también expresarse:

$$m_v = \frac{0.434}{\sigma_v'} C_\epsilon \quad (29)$$

lo cual implica que la permeabilidad es inversamente proporcional a la presión efectiva.

Distinguiremos igual a lo realizado para un comportamiento lineal del material una etapa transitoria y otra permanente:

a) Etapas transitoria:

Ahora la relación entre las deformaciones en la parte superior e inferior de la pastilla en un instante cualquiera se expresa:

$$\frac{\epsilon\left(\frac{z}{H}=1, t\right)}{\epsilon\left(\frac{z}{H}=0, t\right)} = \frac{\log [\sigma_v - u_{e\max}] - \log \sigma_{v_0}}{\log \sigma_v - \log \sigma_{v_0}} = \frac{1 + F(1, T_v)}{1 + F(0, T_v)} = F_3(T_v) \quad (30)$$

siendo σ_v la presión total aplicada en el instante t , σ_{v_0} la presión total en el instante $t=0$ y $u_{e\max}$ el exceso de presión intersticial en la base de la pastilla en el instante t .

Los valores de $F_3(T_v)$ son los mismos que en el caso de hipótesis de material lineal ya que las deformaciones que aparecen en las ecuaciones (13) (material lineal) y (30) (material no lineal) son las dadas por la ecuación (10) que es la solución general de la deformación en cualquier hipótesis tenso-deformacional.

El procedimiento para determinar el coeficiente de consolidación en esta etapa transitoria es análogo al descrito en la hipótesis de material lineal. Ahora los valores de $F_3(T_v)$ se obtienen a partir de la expresión (30) con las lecturas de σ_v y $u_{em\acute{a}x}$ en esta parte del ensayo.

Pueden definirse también curvas tensión efectiva-deformación en ambas bases de la pastilla. Los valores de $F(0, T_v)$ y $F(1, T_v)$ representados en la Figura A.I.3 pueden ser utilizados, ya que son independientes de la hipótesis hecha para la relación tensión-deformación.

b) Estado permanente

Desaparecidas las condiciones transitorias, las deformaciones en las bases superior e inferior de la pastilla vienen dadas en cualquier instante por las ecuaciones (15) y (16):

$$\begin{aligned} \epsilon_{o,t} &= \gamma t + \frac{1}{3} \frac{\gamma H^2}{C_v} \\ \epsilon_{H,t} &= \gamma t - \frac{1}{6} \frac{\gamma H^2}{C_v} \end{aligned}$$

La diferencia de deformación entre ambos planos en un instante t :

$$\Delta \epsilon = \epsilon_{o,t} - \epsilon_{H,t} = \frac{\gamma H^2}{2 C_v} \quad (31)$$

Por otra parte:

$$C_\epsilon = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \log \sigma_v'}$$

Sustituyendo valores:

$$C_\epsilon = \frac{\gamma H^2 / 2 C_v}{\log \frac{\sigma_v}{\sigma_v - u_{em\acute{a}x}}} = \frac{-\gamma H^2 / 2 C_v}{\log \frac{\sigma_v - u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v}} \quad (32)$$

ya que en las bases superior e inferior en un instante t las presiones efectivas son σ_v y $\sigma_v - u_{em\acute{a}x}$ respectivamente.

Si lo que comparamos con las deformaciones en la base superior en los instantes t_1 y t_2 :

$$\Delta \epsilon = \epsilon_{o,t_2} - \epsilon_{o,t_1} = \gamma \Delta t = \gamma (t_2 - t_1) \quad (33)$$

En esta base la presión total y efectiva es la misma por ser una superficie drenada.

Por tanto:

$$C_\epsilon = \frac{\gamma \Delta t}{\log \frac{\sigma_{t_2}}{\sigma_{t_1}}} \quad (34)$$

Comparando los valores del índice de deformación obtenidos en (32) y (34) se obtiene una expresión para el coeficiente de consolidación:

$$C_v = - \frac{H^2 \log \left(\frac{\sigma_{t_2}}{\sigma_{t_1}} \right)}{2 \Delta t \log \left(1 - \frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v} \right)} \quad (35)$$

En esta expresión puede tomarse para $\frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v}$ un valor medio en el intervalo $(t_2 - t_1)$.

El coeficiente de compresibilidad volumétrica y el coeficiente de permeabilidad pueden obtenerse a partir de:

$$m_v = \frac{0.434 C_\epsilon}{\sigma'_v} \quad (36)$$

$$k = C_v m_v \gamma_w \quad (37)$$

Igual que en el caso de un comportamiento lineal del material pueden definirse dos curvas tensión efectiva-deformación en ambas bases de la pastilla, curvas que permitirán juzgar si la distribución de deformaciones es aceptable de acuerdo con la hipótesis hecha.

Tanto en el caso de un comportamiento lineal como no lineal - del suelo, la deformación en cualquier instante es una función parabólica (de 2º grado) de la profundidad, en el estado permanente. Puede considerarse como valor medio de la deformación el dado por:

$$\epsilon_{med} = \frac{1}{3} (2 \epsilon_{H,t} + \epsilon_{0,t}) = \gamma t \quad (38)$$

En el caso de un comportamiento lineal la tensión efectiva media correspondiente a la deformación anterior viene dada por:

$$\sigma'_{vmed} = \frac{1}{3} [2 \sigma'_v(H,t) + \sigma'_v(0,t)] = \sigma_v - \frac{2}{3} u_{em\bar{a}x} \quad (39)$$

En el caso de un comportamiento no lineal, teniendo en cuenta que la deformación es una función logarítmica de la tensión efectiva, - sustituyendo en (38), se obtiene el siguiente valor de la tensión efectiva media correspondiente a aquella deformación:

$$\sigma'_{vmed} = [\sigma_v^3 - 2 \sigma_v^2 u_{em\bar{a}x} + \sigma_v \cdot u_{em\bar{a}x}]^{1/3} \quad (40)$$

A partir de las ecuaciones (25) y (26), el coeficiente de consolidación en la hipótesis de un comportamiento lineal del suelo:

$$C_v = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{m_v u_{em\bar{a}x}} \quad (41)$$

De las ecuaciones (34), (35) y (36), el coeficiente de consolidación, en la hipótesis de un comportamiento no lineal del suelo:

$$C_v = \frac{-0.434 r H^2}{2 m_v \sigma_v' \log \left(1 - \frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v} \right)} \quad (42)$$

A partir de ambas expresiones, (41) y (42) se obtiene la relación:

$$\frac{C_v(\text{lineal})}{C_v(\text{no lineal})} = - \frac{\log \left(1 - \frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v} \right)}{0.434 \frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v}} \quad (43)$$

ya que en (42) σ_v' se puede sustituir por σ_v para equeños valores de

La relación expresada en (43) se ha representado en la Figura A.I.5.

frente a $\frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v}$ mostrándonos que $\frac{C_v(\text{lineal})}{C_v(\text{no lineal})}$ crece al aumentar $\frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v}$.

No obstante tanto dicha figura como la relación (43) son válidas para pequeños valores de $\frac{u_{em\acute{a}x}}{\sigma_v}$.

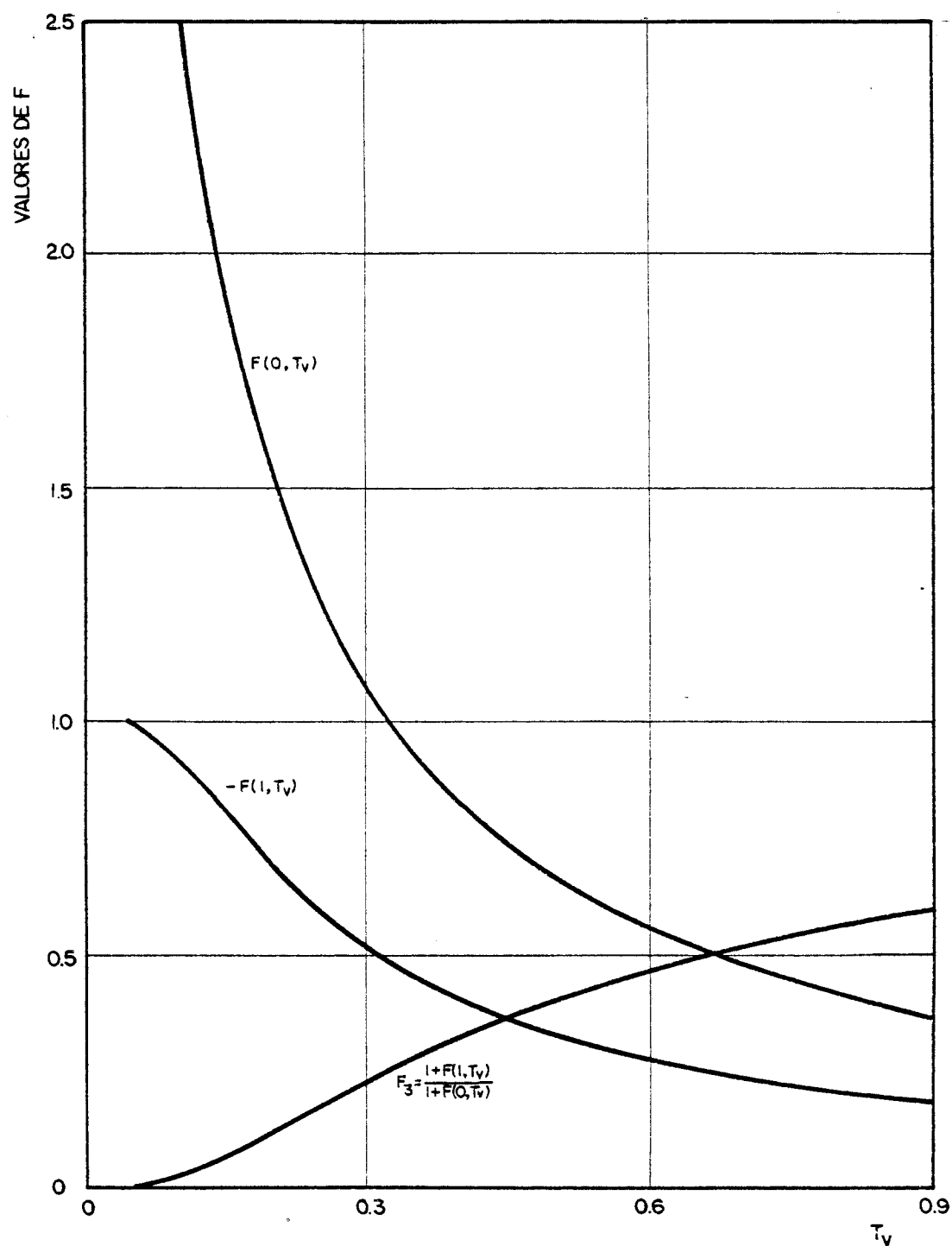


FIG.A.1.4.- VALORES DE F EN LA PARTE INFERIOR Y SUPERIOR DE LA PASTILLA Y DE F_3 PARA DISTINTOS VALORES DEL FACTOR DE TIEMPO.

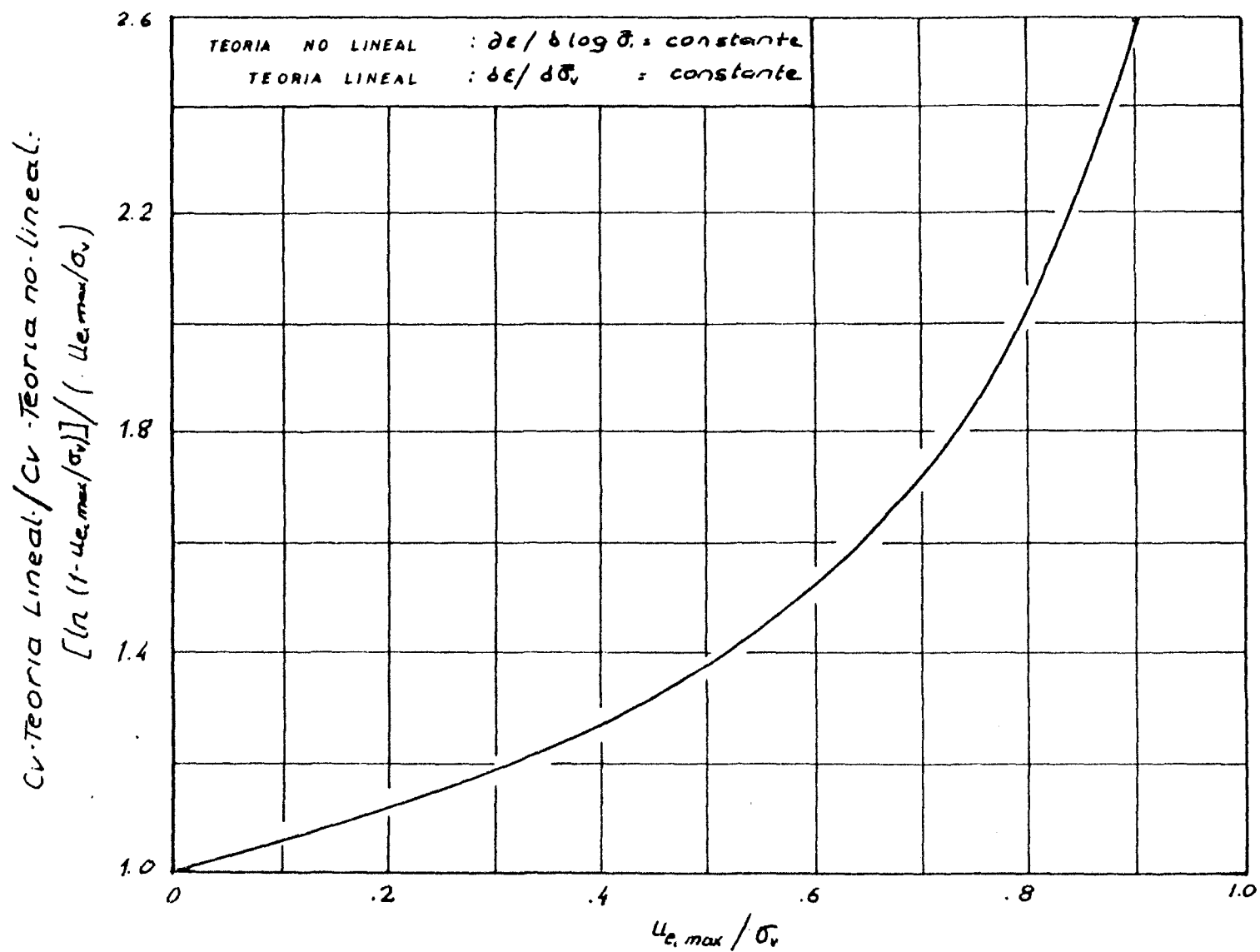


FIG. A.I.5.- COMPARACION DE LOS COEFICIENTES DE CONSOLIDACION A PARTIR DE LAS TEORIAS LINEAL Y NO LINEAL EN FUNCION DE LA RELACION ENTRE EL EXCESO DE PRESION INTERSTICIAL MAXIMA Y LA PRESION TOTAL APLICADA.

EVALUACION DE LA COMPONENTE
TRANSITORIA DE LA FUNCION F.

FACTOR DE TIEMPO = .050

F3 = .00107

A-30

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.26204E+01	.13102E+00	.40463E+01
.100	.24702E+01	.12351E+00	.22965E+01
.200	.20435E+01	.10217E+00	.10232E+01
.300	.14057E+01	.70286E-01	.16095E+00
.400	.64646E+00	.32323E-01	-.37979E+00
.500	-.14075E+00	-.70374E-02	-.69259E+00
.600	-.87413E+00	-.43707E-01	-.85920E+00
.700	-.14929E+01	-.74643E-01	-.94048E+00
.800	-.19567E+01	-.97833E-01	-.97668E+00
.900	-.22424E+01	-.11212E+00	-.99095E+00
1.000	-.23387E+01	-.11694E+00	-.99461E+00

FACTOR DE TIEMPO = .100

F3 = .02210

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.76507E+00	.76507E-01	.25693E+01
.100	.72623E+00	.72623E-01	.16571E+01
.200	.61403E+00	.61403E-01	.91930E+00
.300	.44088E+00	.44088E-01	.34245E+00
.400	.22546E+00	.22546E-01	-.92122E-01
.500	-.97762E-02	-.97762E-03	-.40689E+00
.600	-.24127E+00	-.24127E-01	-.62539E+00
.700	-.44692E+00	-.44692E-01	-.76974E+00
.800	-.60799E+00	-.60799E-01	-.85868E+00
.900	-.71041E+00	-.71041E-01	-.90626E+00
1.000	-.74552E+00	-.74552E-01	-.92115E+00

FACTOR DE TIEMPO = .150

F3 = .06703

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.30830E+00	.46245E-01	.19139E+01
.100	.29308E+00	.43962E-01	.12958E+01
.200	.24896E+00	.37345E-01	.77326E+00
.300	.18040E+00	.27060E-01	.34182E+00
.400	.94256E-01	.14138E-01	-.53678E-02
.500	-.90552E-03	-.13583E-03	-.27687E+00
.600	-.95721E-01	-.14358E-01	-.48206E+00
.700	-.18096E+00	-.27144E-01	-.63015E+00
.800	-.24840E+00	-.37261E-01	-.72937E+00
.900	-.29161E+00	-.43742E-01	-.78616E+00
1.000	-.30649E+00	-.45973E-01	-.80462E+00

FACTOR DE TIEMPO = .200

F3 = .12167

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.14084E+00	.28168E-01	.15258E+01
.100	.13393E+00	.26787E-01	.10577E+01
.200	.11390E+00	.22779E-01	.65277E+00
.300	.82699E-01	.16540E-01	.30897E+00
.400	.43417E-01	.86833E-02	.23250E-01
.500	-.94422E-04	-.18884E-04	-.20824E+00
.600	-.43569E-01	-.87139E-02	-.38976E+00
.700	-.82758E-01	-.16552E-01	-.52558E+00
.800	-.11384E+00	-.22767E-01	-.61950E+00
.900	-.13378E+00	-.26756E-01	-.67455E+00
1.000	-.14065E+00	-.28130E-01	-.69268E+00

FACTOR DE TIEMPO = .250

F3 = .17754

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.68751E-01	.17188E-01	.12646E+01
.100	.65384E-01	.16346E-01	.88795E+00
.200	.55615E-01	.13904E-01	.55772E+00
.300	.40401E-01	.10100E-01	.27293E+00
.400	.21233E-01	.53084E-02	.32100E-01
.500	-.10533E-04	-.26332E-05	-.16666E+00
.600	-.21250E-01	-.53126E-02	-.32542E+00
.700	-.40408E-01	-.10102E-01	-.44626E+00
.800	-.55609E-01	-.13902E-01	-.53106E+00
.900	-.65367E-01	-.16342E-01	-.58130E+00
1.000	-.68730E-01	-.17182E-01	-.59794E+00

FACTOR DE TIEMPO = .300

F3 = .23092

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.34973E-01	.10492E-01	.10761E+01
.100	.33261E-01	.99783E-02	.76118E+00
.200	.28293E-01	.84879E-02	.48282E+00
.300	.20555E-01	.61666E-02	.24056E+00
.400	.10806E-01	.32417E-02	.33639E-01
.500	-.12395E-05	-.37185E-06	-.13889E+00
.600	-.10808E-01	-.32423E-02	-.27808E+00
.700	-.20556E-01	-.61668E-02	-.38500E+00
.800	-.28292E-01	-.84876E-02	-.46060E+00
.900	-.33259E-01	-.99777E-02	-.50563E+00
1.000	-.34970E-01	-.10491E-01	-.52059E+00

FACTOR DE TIEMPO = .350

F3 = .28029

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.18300E-01	.64051E-02	.93408E+00
.100	.17404E-01	.60916E-02	.66355E+00
.200	.14805E-01	.51818E-02	.42329E+00
.300	.10756E-01	.37648E-02	.21305E+00
.400	.56549E-02	.19792E-02	.32440E-01
.500	-.15817E-06	-.55360E-07	-.11905E+00
.600	-.56551E-02	-.19793E-02	-.24196E+00
.700	-.10757E-01	-.37648E-02	-.33686E+00
.800	-.14805E-01	-.51817E-02	-.40424E+00
.900	-.17404E-01	-.60915E-02	-.44450E+00
1.000	-.18300E-01	-.64050E-02	-.45789E+00

FACTOR DE TIEMPO = .400

F3 = .32525

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.97756E-02	.39103E-02	.82356E+00
.100	.92972E-02	.37189E-02	.58654E+00
.200	.79086E-02	.31635E-02	.37542E+00
.300	.57460E-02	.22984E-02	.19009E+00
.400	.30208E-02	.12083E-02	.30312E-01
.500	-.24881E-07	-.99525E-08	-.10417E+00
.600	-.30208E-02	-.12083E-02	-.21365E+00
.700	-.57460E-02	-.22984E-02	-.29842E+00
.800	-.79086E-02	-.31635E-02	-.35876E+00
.900	-.92971E-02	-.37189E-02	-.39487E+00
1.000	-.97756E-02	-.39102E-02	-.40689E+00

FACTOR DE TIEMPO = .450

F3 = .36586

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.53049E-02	.23872E-02	.73544E+00
.100	.50452E-02	.22704E-02	.52458E+00
.200	.42917E-02	.19313E-02	.33645E+00
.300	.31181E-02	.14032E-02	.17096E+00
.400	.16393E-02	.73768E-03	.27990E-01
.500	-.61416E-08	-.27637E-08	-.92593E-01
.600	-.16393E-02	-.73769E-03	-.19095E+00
.700	-.31181E-02	-.14032E-02	-.26725E+00
.800	-.42917E-02	-.19313E-02	-.32163E+00
.900	-.50452E-02	-.22704E-02	-.35421E+00
1.000	-.53049E-02	-.23872E-02	-.36507E+00

FACTOR DE TIEMPO = .500

F3 = .40245

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.29148E-02	.14574E-02	.66375E+00
.100	.27721E-02	.13860E-02	.47389E+00
.200	.23581E-02	.11790E-02	.30431E+00
.300	.17133E-02	.85663E-03	.15495E+00
.400	.90071E-03	.45035E-03	.25766E-01
.500	-.24543E-08	-.12271E-08	-.83333E-01
.600	-.90071E-03	-.45036E-03	-.17243E+00
.700	-.17133E-02	-.85663E-03	-.24162E+00
.800	-.23581E-02	-.11790E-02	-.29098E+00
.900	-.27721E-02	-.13860E-02	-.32056E+00
1.000	-.29148E-02	-.14574E-02	-.33042E+00

FACTOR DE TIEMPO = .550

F3 = .43541

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.16177E-02	.88973E-03	.60444E+00
.100	.15385E-02	.84618E-03	.43179E+00
.200	.13087E-02	.71980E-03	.27748E+00
.300	.95085E-03	.52297E-03	.14147E+00
.400	.49989E-03	.27494E-03	.23742E-01
.500	-.12459E-08	-.68524E-09	-.75758E-01
.600	-.49989E-03	-.27494E-03	-.15708E+00
.700	-.95085E-03	-.52297E-03	-.22026E+00
.800	-.13087E-02	-.71980E-03	-.26536E+00
.900	-.15385E-02	-.84618E-03	-.29240E+00
1.000	-.16177E-02	-.88973E-03	-.30141E+00

FACTOR DE TIEMPO = .600

F3 = .46514

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.90529E-03	.54318E-03	.55465E+00
.100	.86099E-03	.51659E-03	.39636E+00
.200	.73240E-03	.43944E-03	.25482E+00
.300	.53212E-03	.31927E-03	.13002E+00
.400	.27975E-03	.16785E-03	.21942E-01
.500	-.68244E-09	-.40946E-09	-.69444E-01
.600	-.27975E-03	-.16785E-03	-.14416E+00
.700	-.53212E-03	-.31927E-03	-.20225E+00
.800	-.73240E-03	-.43944E-03	-.24371E+00
.900	-.86099E-03	-.51659E-03	-.26858E+00
1.000	-.90529E-03	-.54318E-03	-.27687E+00

FACTOR DE TIEMPO = .650

F3 = .49203

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.51017E-03	.33161E-03	.51231E+00
.100	.48520E-03	.31538E-03	.36618E+00
.200	.41273E-03	.26828E-03	.23548E+00
.300	.29987E-03	.19491E-03	.12021E+00
.400	.15765E-03	.10247E-03	.20355E-01
.500	-.38268E-09	-.24874E-09	-.64103E-01
.600	-.15765E-03	-.10247E-03	-.13318E+00
.700	-.29987E-03	-.19491E-03	-.18688E+00
.800	-.41273E-03	-.26828E-03	-.22523E+00
.900	-.48520E-03	-.31538E-03	-.24823E+00
1.000	-.51017E-03	-.33161E-03	-.25590E+00

FACTOR DE TIEMPO = .700

F3 = .51643

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.28921E-03	.20245E-03	.47590E+00
.100	.27505E-03	.19254E-03	.34020E+00
.200	.23397E-03	.16378E-03	.21881E+00
.300	.16999E-03	.11899E-03	.11173E+00
.400	.89370E-04	.62559E-04	.18958E-01
.500	-.21669E-09	-.15169E-09	-.59524E-01
.600	-.89371E-04	-.62559E-04	-.12372E+00
.700	-.16999E-03	-.11899E-03	-.17364E+00
.800	-.23397E-03	-.16378E-03	-.20929E+00
.900	-.27505E-03	-.19254E-03	-.23068E+00
1.000	-.28921E-03	-.20245E-03	-.23781E+00

FACTOR DE TIEMPO = .750

F3 = .53864

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.16479E-03	.12359E-03	.44428E+00
.100	.15673E-03	.11754E-03	.31762E+00
.200	.13332E-03	.99989E-04	.20431E+00
.300	.96861E-04	.72646E-04	.10435E+00
.400	.50923E-04	.38192E-04	.17727E-01
.500	-.12344E-09	-.92580E-10	-.55556E-01
.600	-.50923E-04	-.38192E-04	-.11550E+00
.700	-.96861E-04	-.72646E-04	-.16213E+00
.800	-.13332E-03	-.99989E-04	-.19542E+00
.900	-.15673E-03	-.11754E-03	-.21540E+00
1.000	-.16479E-03	-.12359E-03	-.22206E+00

FACTOR DE TIEMPO = .800

F3 = .55893

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.94317E-04	.75453E-04	.41657E+00
.100	.89700E-04	.71760E-04	.29783E+00
.200	.76304E-04	.61043E-04	.19159E+00
.300	.55438E-04	.44350E-04	.97861E-01
.400	.29145E-04	.23316E-04	.16637E-01
.500	-.70646E-10	-.56516E-10	-.52083E-01
.600	-.29145E-04	-.23316E-04	-.10830E+00
.700	-.55438E-04	-.44350E-04	-.15203E+00
.800	-.76304E-04	-.61043E-04	-.18326E+00
.900	-.89700E-04	-.71760E-04	-.20199E+00
1.000	-.94317E-04	-.75453E-04	-.20824E+00

FACTOR DE TIEMPO = .850

F3 = .57753

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.54193E-04	.46064E-04	.39210E+00
.100	.51541E-04	.43810E-04	.28034E+00
.200	.43843E-04	.37267E-04	.18035E+00
.300	.31854E-04	.27076E-04	.92125E-01
.400	.16747E-04	.14235E-04	.15669E-01
.500	-.40591E-10	-.34503E-10	-.49020E-01
.600	-.16747E-04	-.14235E-04	-.10194E+00
.700	-.31854E-04	-.27076E-04	-.14311E+00
.800	-.43843E-04	-.37267E-04	-.17251E+00
.900	-.51541E-04	-.43810E-04	-.19014E+00
1.000	-.54193E-04	-.46064E-04	-.19602E+00

FACTOR DE TIEMPO = .900

F3 = .59463

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.31247E-04	.28122E-04	.37034E+00
.100	.29717E-04	.26746E-04	.26479E+00
.200	.25279E-04	.22751E-04	.17035E+00
.300	.18366E-04	.16530E-04	.87019E-01
.400	.96557E-05	.86902E-05	.14805E-01
.500	-.23404E-10	-.21064E-10	-.46296E-01
.600	-.96558E-05	-.86902E-05	-.96287E-01
.700	-.18366E-04	-.16530E-04	-.13517E+00
.800	-.25279E-04	-.22751E-04	-.16294E+00
.900	-.29717E-04	-.26746E-04	-.17960E+00
1.000	-.31247E-04	-.28122E-04	-.18515E+00

FACTOR DE TIEMPO = .950

F3 = .61041

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.18072E-04	.17168E-04	.35086E+00
.100	.17188E-04	.16328E-04	.25086E+00
.200	.14621E-04	.13890E-04	.16139E+00
.300	.10622E-04	.10091E-04	.82446E-01
.400	.55846E-05	.53053E-05	.14029E-01
.500	-.13536E-10	-.12859E-10	-.43860E-01
.600	-.55846E-05	-.53053E-05	-.91223E-01
.700	-.10622E-04	-.10091E-04	-.12806E+00
.800	-.14621E-04	-.13890E-04	-.15437E+00
.900	-.17188E-04	-.16328E-04	-.17016E+00
1.000	-.18072E-04	-.17168E-04	-.17542E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.000

F3 = .62501

Z/H	TRANS	TRANS*IV	FUNCION-F
.000	.10481E-04	.10481E-04	.33332E+00
.100	.99683E-05	.99683E-05	.23832E+00
.200	.84795E-05	.84795E-05	.15332E+00
.300	.61607E-05	.61607E-05	.78327E-01
.400	.32389E-05	.32389E-05	.13330E-01
.500	-.78506E-11	-.78506E-11	-.41667E-01
.600	-.32389E-05	-.32389E-05	-.86663E-01
.700	-.61607E-05	-.61607E-05	-.12166E+00
.800	-.84795E-05	-.84795E-05	-.14666E+00
.900	-.99683E-05	-.99683E-05	-.16166E+00
1.000	-.10481E-04	-.10481E-04	-.16666E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.050

F3 = .63856

Z/H	TRANS	TRANS*IV	FUNCION-F
.000	.60941E-05	.63988E-05	.31745E+00
.100	.57958E-05	.60856E-05	.22698E+00
.200	.49302E-05	.51767E-05	.14603E+00
.300	.35820E-05	.37611E-05	.74600E-01
.400	.18832E-05	.19773E-05	.12696E-01
.500	-.45646E-11	-.47928E-11	-.39683E-01
.600	-.18832E-05	-.19773E-05	-.82538E-01
.700	-.35820E-05	-.37611E-05	-.11587E+00
.800	-.49302E-05	-.51767E-05	-.13968E+00
.900	-.57958E-05	-.60856E-05	-.15396E+00
1.000	-.60941E-05	-.63988E-05	-.15872E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.100

F3 = .65117

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.35513E-05	.39065E-05	.30303E+00
.100	.33775E-05	.37153E-05	.21666E+00
.200	.28731E-05	.31604E-05	.13939E+00
.300	.20874E-05	.22962E-05	.71210E-01
.400	.10974E-05	.12072E-05	.12120E-01
.500	-.26600E-11	-.29260E-11	-.37879E-01
.600	-.10974E-05	-.12072E-05	-.78787E-01
.700	-.20874E-05	-.22962E-05	-.11060E+00
.800	-.28731E-05	-.31604E-05	-.13333E+00
.900	-.33775E-05	-.37153E-05	-.14697E+00
1.000	-.35513E-05	-.39065E-05	-.15151E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.150

F3 = .66292

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.20738E-05	.23849E-05	.28985E+00
.100	.19723E-05	.22682E-05	.20724E+00
.200	.16777E-05	.19294E-05	.13333E+00
.300	.12190E-05	.14018E-05	.68115E-01
.400	.64084E-06	.73697E-06	.11594E-01
.500	-.15533E-11	-.17863E-11	-.36232E-01
.600	-.64084E-06	-.73697E-06	-.75362E-01
.700	-.12190E-05	-.14018E-05	-.10580E+00
.800	-.16777E-05	-.19294E-05	-.12753E+00
.900	-.19723E-05	-.22682E-05	-.14058E+00
1.000	-.20738E-05	-.23849E-05	-.14493E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.200

F3 = .67391

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.12133E-05	.14560E-05	.27778E+00
.100	.11539E-05	.13847E-05	.19861E+00
.200	.98159E-06	.11779E-05	.12778E+00
.300	.71316E-06	.85580E-06	.65277E-01
.400	.37493E-06	.44992E-06	.11111E-01
.500	-.90878E-12	-.10905E-11	-.34722E-01
.600	-.37493E-06	-.44992E-06	-.72222E-01
.700	-.71316E-06	-.85580E-06	-.10139E+00
.800	-.98159E-06	-.11779E-05	-.12222E+00
.900	-.11539E-05	-.13847E-05	-.13472E+00
1.000	-.12133E-05	-.14560E-05	-.13889E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.250

F3 = .68421

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.71109E-06	.88886E-06	.26667E+00
.100	.67629E-06	.84536E-06	.19067E+00
.200	.57528E-06	.71911E-06	.12267E+00
.300	.41797E-06	.52246E-06	.62666E-01
.400	.21974E-06	.27467E-06	.10666E-01
.500	-.53262E-12	-.66577E-12	-.33333E-01
.600	-.21974E-06	-.27467E-06	-.69333E-01
.700	-.41797E-06	-.52246E-06	-.97333E-01
.800	-.57528E-06	-.71911E-06	-.11733E+00
.900	-.67629E-06	-.84536E-06	-.12933E+00
1.000	-.71109E-06	-.88886E-06	-.13333E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.300

F3 = .69398

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.41742E-06	.54265E-06	.25641E+00
.100	.39699E-06	.51609E-06	.18333E+00
.200	.33770E-06	.43901E-06	.11795E+00
.300	.24535E-06	.31896E-06	.60256E-01
.400	.12899E-06	.16769E-06	.10256E-01
.500	.31266E-12	.40645E-12	.32051E-01
.600	.12899E-06	.16769E-06	.66667E-01
.700	.24536E-06	.31896E-06	.93589E-01
.800	.33770E-06	.43901E-06	.11282E+00
.900	.39699E-06	.51609E-06	.12436E+00
1.000	.41742E-06	.54265E-06	.12820E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.350

F3 = .70297

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.24540E-06	.33129E-06	.24691E+00
.100	.23339E-06	.31507E-06	.17654E+00
.200	.19853E-06	.26802E-06	.11358E+00
.300	.14424E-06	.19473E-06	.58025E-01
.400	.75832E-07	.10237E-06	.98764E-02
.500	.18381E-12	.24814E-12	.30864E-01
.600	.75832E-07	.10237E-06	.64197E-01
.700	.14424E-06	.19473E-06	.90123E-01
.800	.19853E-06	.26802E-06	.10864E+00
.900	.23339E-06	.31507E-06	.11975E+00
1.000	.24540E-06	.33129E-06	.12346E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.400

F3 = .71154

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.14446E-06	.20225E-06	.23810E+00
.100	.13739E-06	.19235E-06	.17024E+00
.200	.11687E-06	.16362E-06	.10952E+00
.300	.84914E-07	.11888E-06	.55952E-01
.400	.44642E-07	.62499E-07	.95237E-02
.500	-.10821E-12	-.15149E-12	-.29762E-01
.600	-.44642E-07	-.62499E-07	-.61905E-01
.700	-.84914E-07	-.11888E-06	-.86905E-01
.800	-.11687E-06	-.16362E-06	-.10476E+00
.900	-.13739E-06	-.19235E-06	-.11548E+00
1.000	-.14446E-06	-.20225E-06	-.11905E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.450

F3 = .71963

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.85154E-07	.12347E-06	.22989E+00
.100	.80986E-07	.11743E-06	.16437E+00
.200	.68891E-07	.99892E-07	.10575E+00
.300	.50052E-07	.72576E-07	.54023E-01
.400	.26314E-07	.38155E-07	.91954E-02
.500	-.63782E-13	-.92483E-13	-.28736E-01
.600	-.26314E-07	-.38155E-07	-.59770E-01
.700	-.50052E-07	-.72576E-07	-.83908E-01
.800	-.68891E-07	-.99892E-07	-.10115E+00
.900	-.80986E-07	-.11743E-06	-.11149E+00
1.000	-.85154E-07	-.12347E-06	-.11494E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.500

F3 = .72727

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.50253E-07	.75380E-07	.22222E+00
.100	.47794E-07	.71691E-07	.15889E+00
.200	.40656E-07	.60984E-07	.10222E+00
.300	.29538E-07	.44307E-07	.52222E-01
.400	.15529E-07	.23294E-07	.88889E-02
.500	-.37640E-13	-.56461E-13	-.27778E-01
.600	-.15529E-07	-.23294E-07	-.57778E-01
.700	-.29538E-07	-.44307E-07	-.81111E-01
.800	-.40656E-07	-.60984E-07	-.97778E-01
.900	-.47794E-07	-.71691E-07	-.10778E+00
1.000	-.50253E-07	-.75380E-07	-.11111E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.600

F3 = .74138

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.17559E-07	.28095E-07	.20833E+00
.100	.16700E-07	.26720E-07	.14896E+00
.200	.14206E-07	.22729E-07	.95833E-01
.300	.10321E-07	.16514E-07	.48958E-01
.400	.54261E-08	.86818E-08	.83333E-02
.500	-.13152E-13	-.21043E-13	-.26042E-01
.600	-.54261E-08	-.86818E-08	-.54167E-01
.700	-.10321E-07	-.16514E-07	-.76042E-01
.800	-.14206E-07	-.22729E-07	-.91667E-01
.900	-.16700E-07	-.26720E-07	-.10104E+00
1.000	-.17559E-07	-.28095E-07	-.10417E+00

FACTOR DE TIEMPO = 1.700

F3 = .75410

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.61595E-08	.10471E-07	.19608E+00
.100	.58580E-08	.99587E-08	.14020E+00
.200	.49831E-08	.84713E-08	.90196E-01
.300	.36205E-08	.61548E-08	.46078E-01
.400	.19034E-08	.32358E-08	.78431E-02
.500	-.46136E-14	-.78430E-14	-.24510E-01
.600	-.19034E-08	-.32358E-08	-.50980E-01
.700	-.36205E-08	-.61548E-08	-.71569E-01
.800	-.49831E-08	-.84713E-08	-.86275E-01
.900	-.58580E-08	-.99587E-08	-.95098E-01
1.000	-.61595E-08	-.10471E-07	-.98039E-01

FACTOR DE TIEMPO = 1.800

F3 = .76563

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.21682E-08	.39027E-08	.18519E+00
.100	.20620E-08	.37117E-08	.13241E+00
.200	.17541E-08	.31573E-08	.85185E-01
.300	.12744E-08	.22939E-08	.43519E-01
.400	.67000E-09	.12060E-08	.74074E-02
.500	-.16240E-14	-.29232E-14	-.23148E-01
.600	-.67000E-09	-.12060E-08	-.48148E-01
.700	-.12744E-08	-.22939E-08	-.67593E-01
.800	-.17541E-08	-.31573E-08	-.81482E-01
.900	-.20620E-08	-.37117E-08	-.89815E-01
1.000	-.21682E-08	-.39027E-08	-.92593E-01

FACTOR DE TIEMPO = 1.900

F3 = .77612

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.76556E-09	.14546E-08	.17544E+00
.100	.72809E-09	.13834E-08	.12544E+00
.200	.61935E-09	.11768E-08	.80702E-01
.300	.44998E-09	.85497E-09	.41228E-01
.400	.23657E-09	.44948E-09	.70175E-02
.500	-.57341E-15	-.10895E-14	-.21930E-01
.600	-.23657E-09	-.44948E-09	-.45614E-01
.700	-.44998E-09	-.85497E-09	-.64035E-01
.800	-.61935E-09	-.11768E-08	-.77193E-01
.900	-.72809E-09	-.13834E-08	-.85088E-01
1.000	-.76556E-09	-.14546E-08	-.87719E-01

FACTOR DE TIEMPO = 2.000

F3 = .78571

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.27106E-09	.54212E-09	.16667E+00
.100	.25780E-09	.51559E-09	.11917E+00
.200	.21929E-09	.43859E-09	.76667E-01
.300	.15933E-09	.31865E-09	.39167E-01
.400	.83763E-10	.16753E-09	.66667E-02
.500	-.20303E-15	-.40606E-15	-.20833E-01
.600	-.83763E-10	-.16753E-09	-.43333E-01
.700	-.15933E-09	-.31865E-09	-.60833E-01
.800	-.21929E-09	-.43859E-09	-.73333E-01
.900	-.25780E-09	-.51559E-09	-.80833E-01
1.000	-.27106E-09	-.54212E-09	-.83333E-01

FACTOR DE TIEMPO = 2.100

F3 = .79452

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.96216E-10	.20205E-09	.15873E+00
.100	.91507E-10	.19216E-09	.11349E+00
.200	.77840E-10	.16346E-09	.73016E-01
.300	.56554E-10	.11876E-09	.37302E-01
.400	.29732E-10	.62438E-10	.63492E-02
.500	-.72067E-16	-.15134E-15	-.19841E-01
.600	-.29732E-10	-.62438E-10	-.41270E-01
.700	-.56554E-10	-.11876E-09	-.57937E-01
.800	-.77840E-10	-.16346E-09	-.69841E-01
.900	-.91507E-10	-.19216E-09	-.76984E-01
1.000	-.96216E-10	-.20205E-09	-.79365E-01

FACTOR DE TIEMPO = 2.200

F3 = .80263

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.34231E-10	.75307E-10	.15152E+00
.100	.32555E-10	.71621E-10	.10833E+00
.200	.27693E-10	.60925E-10	.69697E-01
.300	.20120E-10	.44264E-10	.35606E-01
.400	.10578E-10	.23271E-10	.60606E-02
.500	-.25639E-16	-.56406E-16	-.18939E-01
.600	-.10578E-10	-.23271E-10	-.39394E-01
.700	-.20120E-10	-.44265E-10	-.55303E-01
.800	-.27693E-10	-.60925E-10	-.66667E-01
.900	-.32555E-10	-.71621E-10	-.73485E-01
1.000	-.34231E-10	-.75307E-10	-.75758E-01

FACTOR DE TIEMPO = 2.300

F3 = .81013

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.12203E-10	.28068E-10	.14493E+00
.100	.11606E-10	.26694E-10	.10362E+00
.200	.98727E-11	.22707E-10	.66667E-01
.300	.71729E-11	.16498E-10	.34038E-01
.400	.37710E-11	.86733E-11	.57971E-02
.500	-.91404E-17	-.21023E-16	-.18116E-01
.600	-.37710E-11	-.86734E-11	-.37681E-01
.700	-.71729E-11	-.16498E-10	-.52899E-01
.800	-.98727E-11	-.22707E-10	-.63768E-01
.900	-.11606E-10	-.26694E-10	-.70290E-01
1.000	-.12203E-10	-.28068E-10	-.72464E-01

FACTOR DE TIEMPO = 2.400

F3 = .81707

Z/H	TRANS	TRANS*TV	FUNCION-F
.000	.43588E-11	.10461E-10	.13889E+00
.100	.41454E-11	.99490E-11	.99306E-01
.200	.35263E-11	.84631E-11	.63889E-01
.300	.25620E-11	.61488E-11	.32639E-01
.400	.13469E-11	.32326E-11	.55555E-02
.500	-.32648E-17	-.78354E-17	-.17361E-01
.600	-.13469E-11	-.32326E-11	-.36111E-01
.700	-.25620E-11	-.61488E-11	-.50694E-01
.800	-.35263E-11	-.84631E-11	-.61111E-01
.900	-.41454E-11	-.99490E-11	-.67361E-01
1.000	-.43588E-11	-.10461E-10	-.69444E-01

APENDICE II

INFLUENCIA DE LA DEFORMABILIDAD PROPIA DE
LOS EDOMETROS EN ENSAYOS SOBRE SUELOS DUROS.

A.II.1.- INFLUENCIA DE LA DEFORMABILIDAD PROPIA DE LOS EDOMETROS EN ENSAYOS SOBRE SUELOS DUROS

En las células edométricas y soportes clásicos, se registran durante el ensayo unos asientos superiores a los que teóricamente debería tener la pastilla de suelo. Los errores que se comentan tienen su origen en el rozamiento entre la pastilla de suelo y anillo y en la deformación propia de las distintas partes que componen el edómetro. Cuando los parámetros deducidos de ensayos edométricos se utilizan para estimar asientos de estructuras en suelos duros, es conocido el hecho de que los asientos así estimados son muy superiores a los medidos "in situ" Moust Jacobsen (1980) cita que los asientos de estructuras sobre arcillas glaciares estimados a partir de ensayos edométricos son de dos a cuatro veces los observados. Casos similares ocurren en otros suelos duros y entre ellos en los suelos tosquizos de Madrid. Esta diferencia entre asientos previstos y observados es en gran parte debida, aparte de otras consideraciones que tienen que ver con la interpretación del ensayo y con la estructura y fábrica del suelo ensayado, a los errores más arriba mencionados, cometidos en el registro de asientos durante la ejecución del ensayo.

Los errores de medida debidos al rozamiento entre el anillo y la pastilla de suelo se pueden evitar, en gran parte, lubricando el interior del anillo al momento de tallar la probeta y los errores debidos a la deformación propia del aparato registrando estos antes de la ejecución del ensayo. Según M. Jacobsen (1980) los factores más importantes que originan estas deformaciones son: a) el aplastamiento -

de granos situados entre dos partes del aparato; b) ajustes entre partes diferentes del aparato; c) deformación de las cabezas de carga y flexión del soporte. A estas deformaciones hay que añadir las de las piedras porosas situadas en los extremos de la pastilla. El primer factor se puede aminorar mediante un cuidadoso montaje del ensayo; el segundo sin embargo puede ser bastante aleatorio, y el tercero se puede también disminuir en edómetros con soporte y cabeza de carga más rígida. En cualquier caso debe efectuarse un calibrado del conjunto de partes deformables del edómetro, cuya deformación forma parte de los asientos medidos durante el ensayo, aunque indudablemente se mejorará el ensayo rigidizando ciertos componentes del cabezal, anillo, base de la célula, soporte de la bancada, así como situando el comparador que registra los asientos lo más próximo posible a la pastilla de suelo, es decir, con el menor número de piezas interpuestas entre él y la probeta, disminuyendo así la influencia del carácter aleatorio de las deformaciones propias. Este calibrado, como vamos a ver, es muy importante sobre todo cuando se ensayan suelos duros, ya que las deformaciones del aparato y la pastilla de suelo pueden llegar a ser del mismo orden de magnitud.

En los ensayos edométricos realizados para esta investigación se han tenido en cuenta las deformaciones propias del edómetro, para la cual se han registrado las deformaciones del conjunto, célula edométrica, soporte en la bancada, cabezal de aplicación de la carga y en general de todos los componentes, incluidas las piedras porosas empleadas en cada célula, susceptibles de deformación. El ca

librado se ha llevado a cabo, con los mismos escalones de carga y descarga seguidos durante la ejecución de los ensayos, colocando un cilindro de bronce en el lugar de la pastilla de suelo e inundando las células en las que se realizarían los ensayos de tipo convencional (sobre muestras inalteradas inundadas y remoldeadas inundadas). Las curvas de calibración obtenidas en cada edómetro se han introducido en el programa de ordenador con objeto de descontar esas deformaciones propias de los asientos medidos durante los ensayos.

En las Figuras A.II.1 y A.II.2 pueden verse los asientos debidos a las deformaciones propias en las cinco células empleadas en los ensayos convencionales y en las dos células especiales, con las que se han realizado los ensayos en los que se conserva la humedad natural. En los ensayos convencionales se han utilizado tres células y bancadas clásicas (A-1, A-2 y A-3) y otras algo más rígidas, apoyadas sobre bases también más rígidas (A-4 y A-5). Los errores que se cometerían con estos edómetros, de no tenerse en cuenta las deformaciones propias del aparato, estarían comprendidas entre el 18% y el 35% sobre los asientos medidos correspondientes a la presión de 12 Kp/cm^2 . Estos errores en la determinación de asientos conducen a importantes errores en la evaluación de módulos edométricos. En la Figura A.II.3, aparecen las curvas tensión-deformación correspondientes a una de las muestras ensayadas en uno de los edómetros clásicos. En este caso, de no considerarse la deformación propia del aparato, los errores cometidos sobre los asientos medidos al finalizar la consolidación correspondiente a $3,6 \text{ Kp/cm}^2$ y 12 Kp/cm^2 son respectivamente 23,4%, 25,6%

y 21,3%, lo cual implica que los módulos edométricos correspondientes a los escalones $3 - 6 \text{ Kp/cm}^2$ y $6 - 12 \text{ Kp/cm}^2$ sean respectivamente de un 29% y un 14% inferiores a los que resultarían una vez descontada la deformación propia del edómetro.

Sin embargo, las deformaciones propias en las células especiales (B-1 y B-2), las cuales son más rígidas, teniendo también un anillo más ancho y una sola piedra porosa, además de estar apoyada sobre una base más rígida, son del orden de un 50% menos que en los otros edómetros. Aún así, las deformaciones propias del aparato están comprendidas entre el 7% y el 17% sobre los asientos medidos, correspondientes a la presión de 12 Kp/cm^2 . En la figura A.II.4 pueden verse las curvas tensión-deformación de una de las muestras ensayadas - (la misma comentada más arriba) en una célula especial.

Los errores cometidos ahora si no se efectúa el calibrado, son sobre los asientos medidos de un 6,6%, 8,4% y 10,5% en las cargas de 3,6 y 12 Kp/cm^2 respectivamente, lo que nos llevaría a evaluar módulos edométricos un 14% y un 17% inferiores a los que se determinan después de descontar la deformación propia del aparato.

Como puede apreciarse, las deformaciones propias en los edómetros clásicos, utilizados normalmente por muchos laboratorios, suponen un porcentaje importante de la deformación registrada cuando se ensayan suelos duros, como son los suelos tosquizados de Madrid y deben por tanto ser considerados en la determinación de las curvas edométricas.

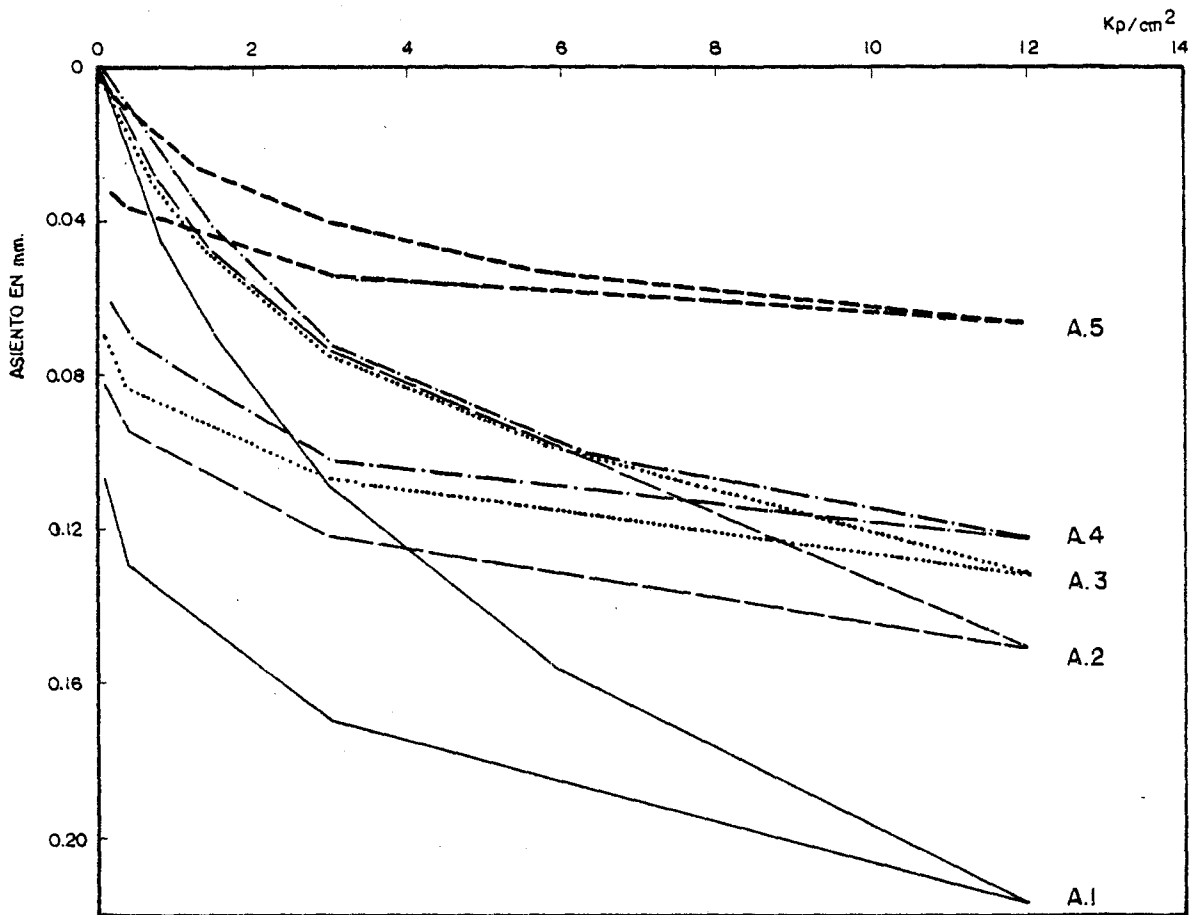


FIG.A.II.1 CURVAS DE CALIBRADO DE LA DEFORMACION VERTICAL DE EDOMETROS CLASICOS BAJO CARGA VERTICAL, UTILIZADOS EN LA INVESTIGACION.

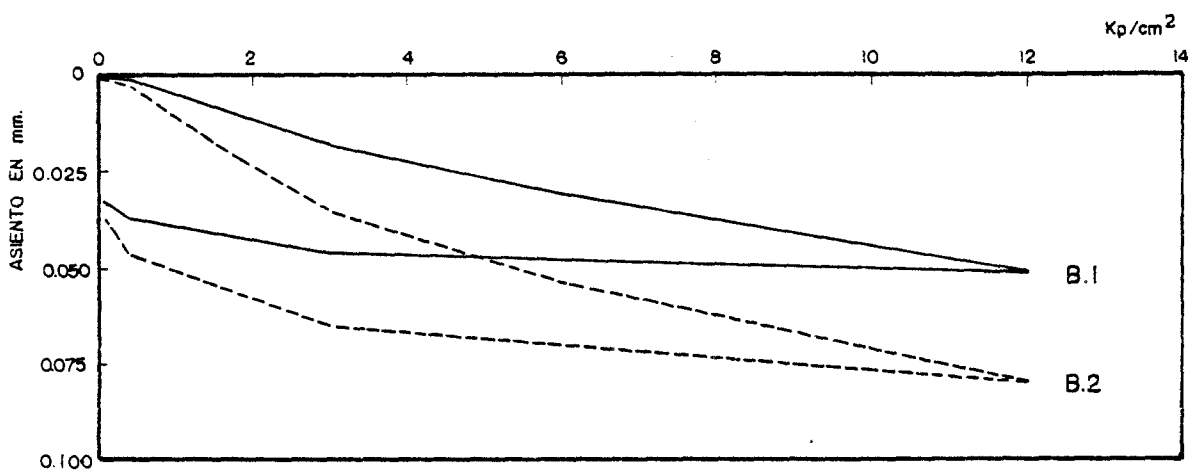


FIG.A.II.2. CURVAS DE CALIBRADO DE LA DEFORMACION VERTICAL DE CELULAS ESPECIALES BAJO CARGA VERTICAL, UTILIZADOS EN LA INVESTIGACION.

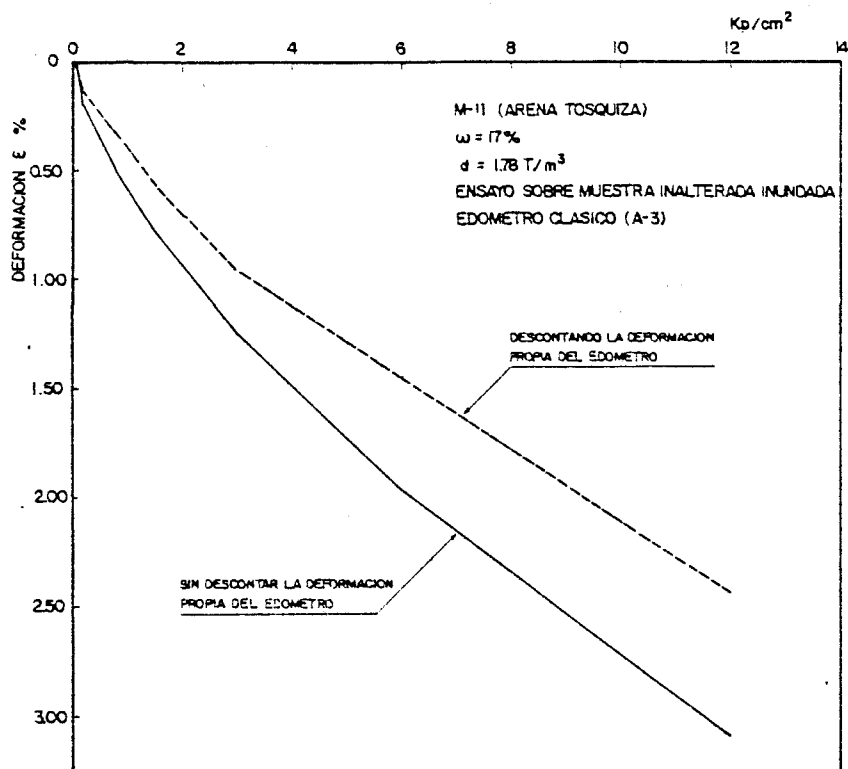


FIG.A.II.3. CURVAS PRESION DE CONSOLIDACION- DEFORMACION VERTICAL EN EDOMETRO CLASICO

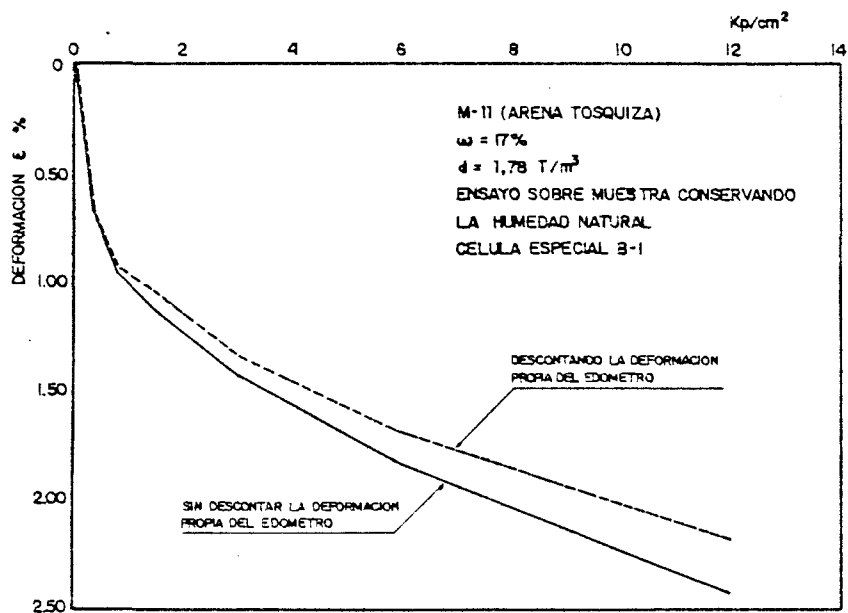
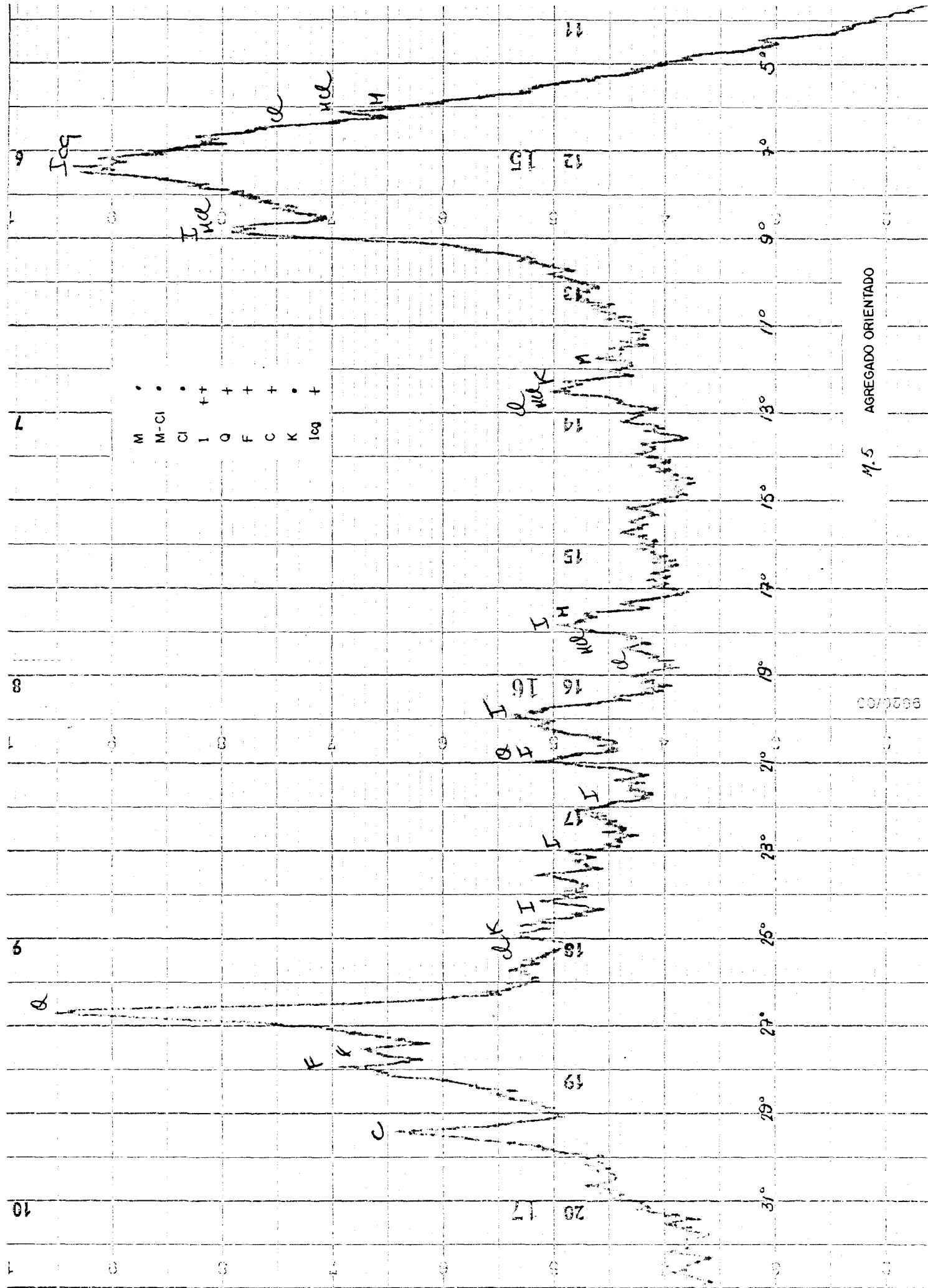


FIG.A.II.4. CURVAS PRESION DE CONSOLIDACION-DEFORMACION VERTICAL EN CELULA ESPECIAL SOBRE SOPORTE RIGIDO

APENDICE III

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

D I F R A C T O G R A M A S

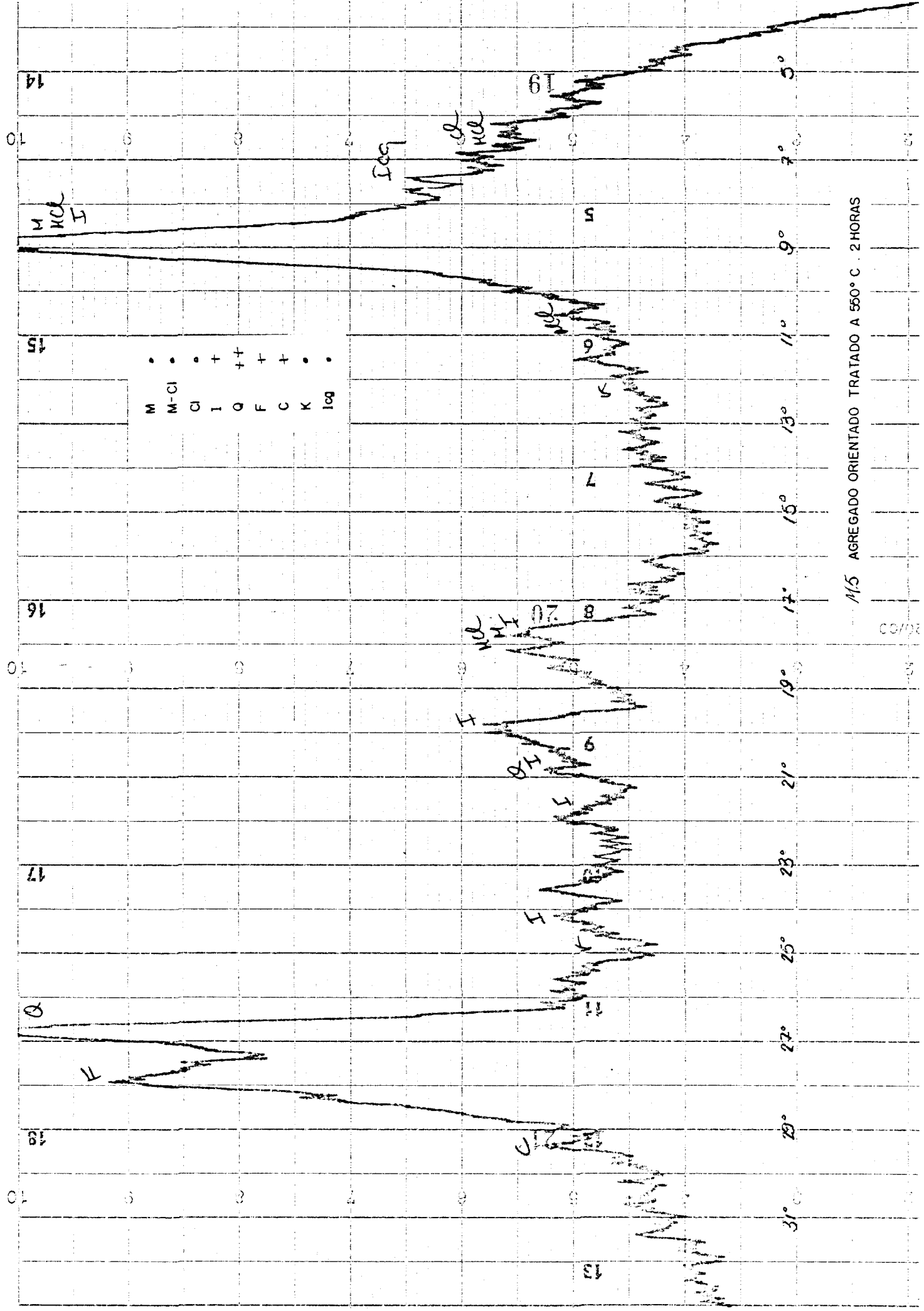


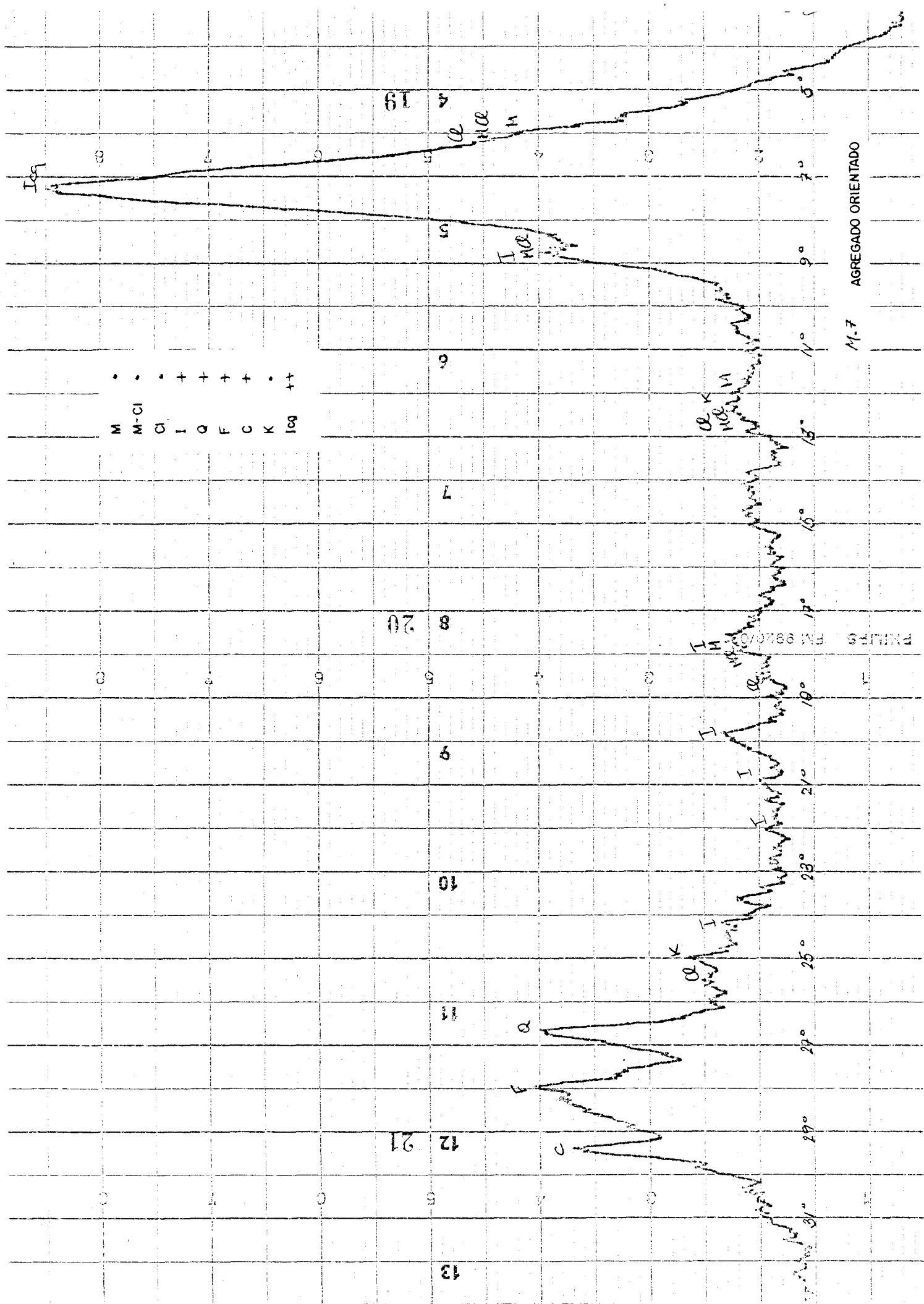
AGREGADO ORIENTADO

M.5

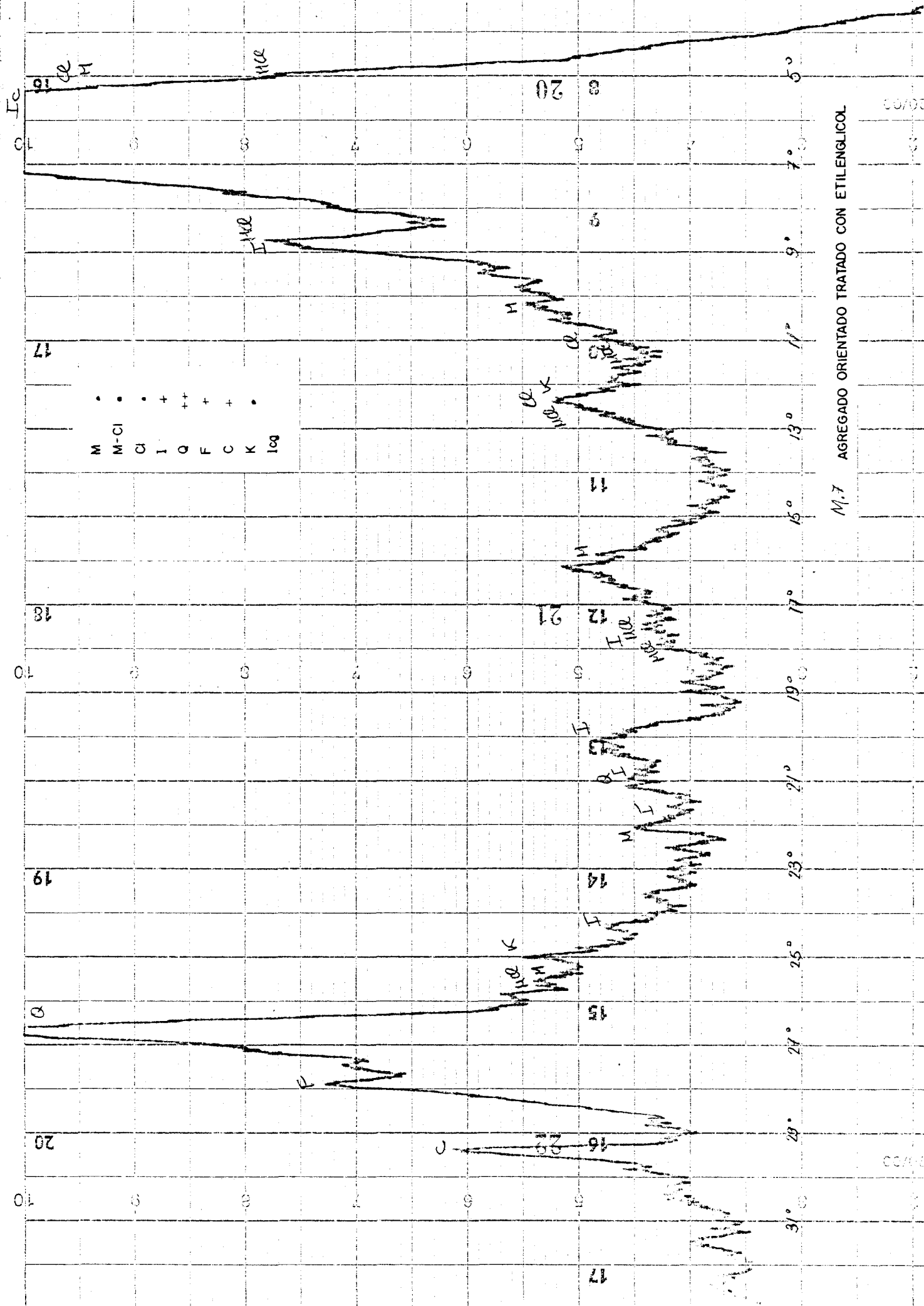
9026/00

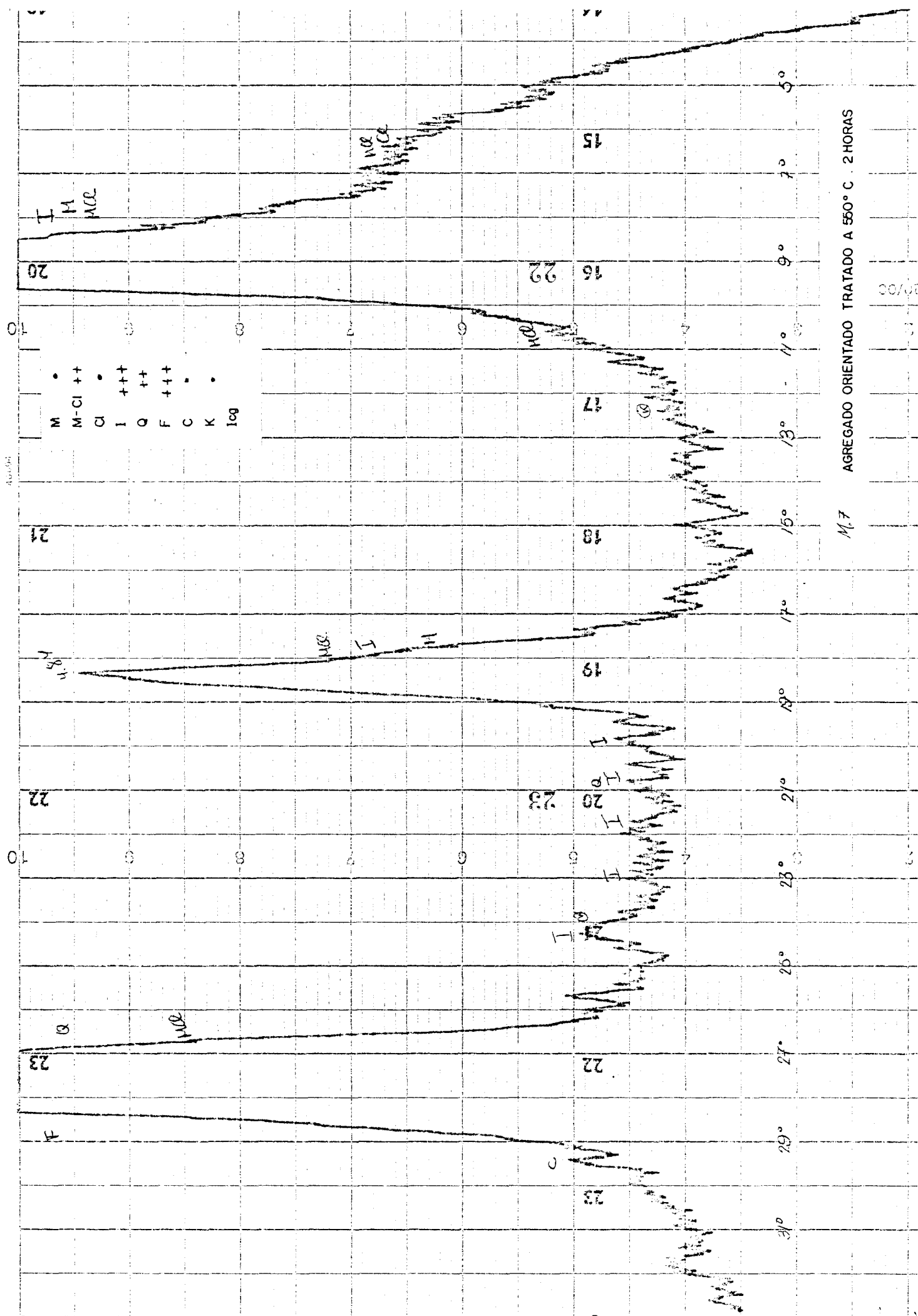
N/5 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C. 2 HORAS



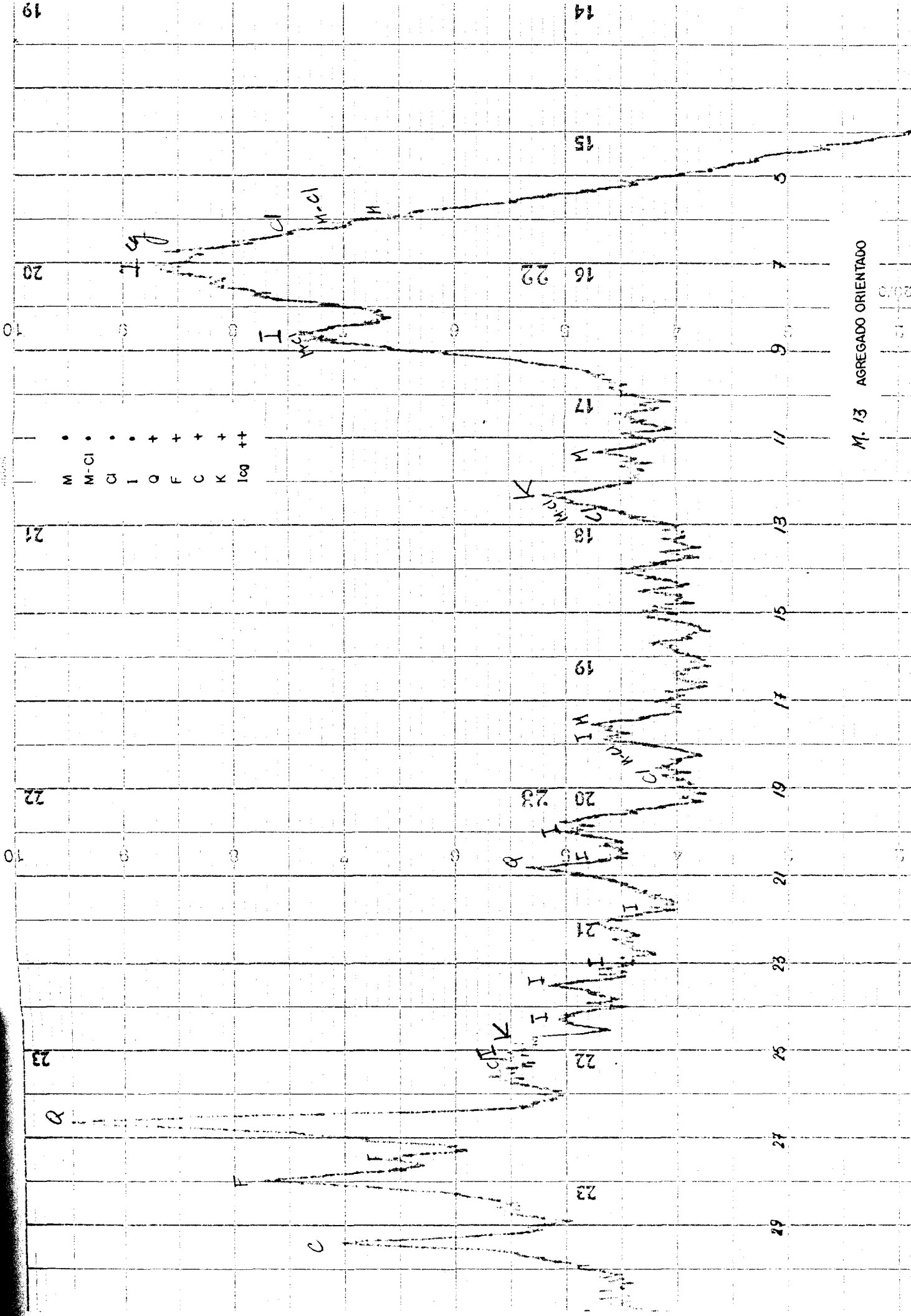


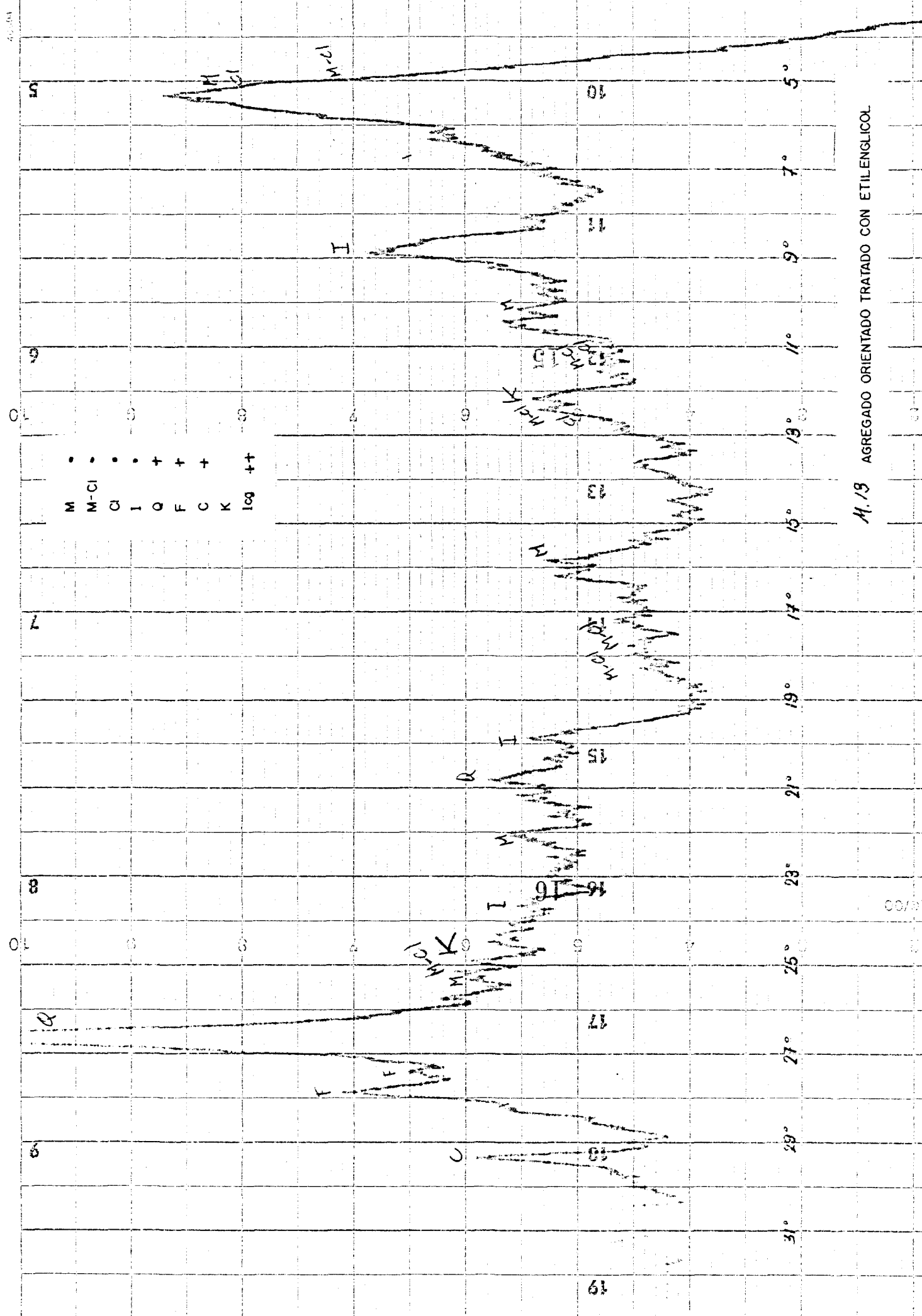
M.7 AGREGADO ORIENTADO TRATADO CON ETILENGICOL



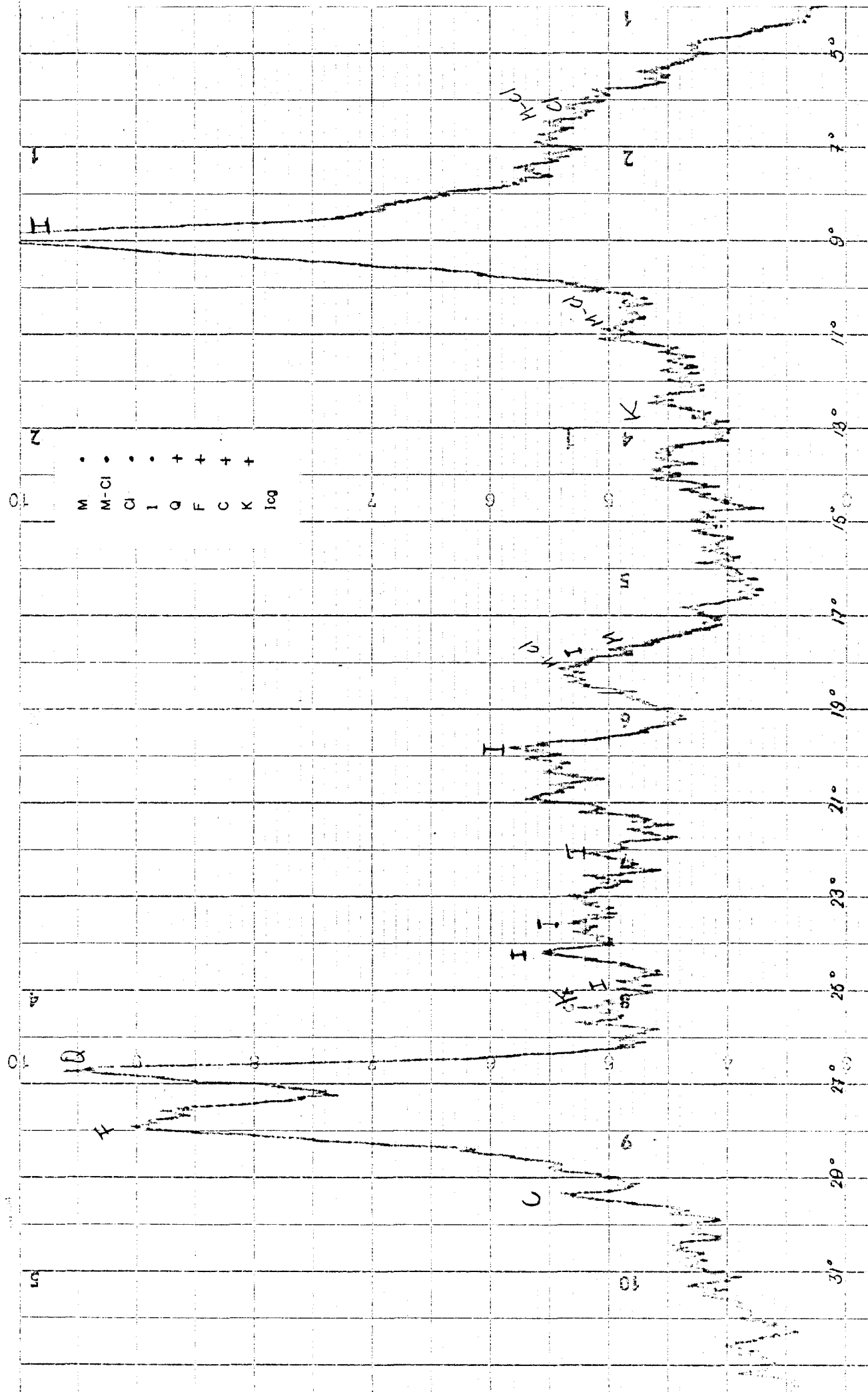


M. 13 AGREGADO ORIENTADO



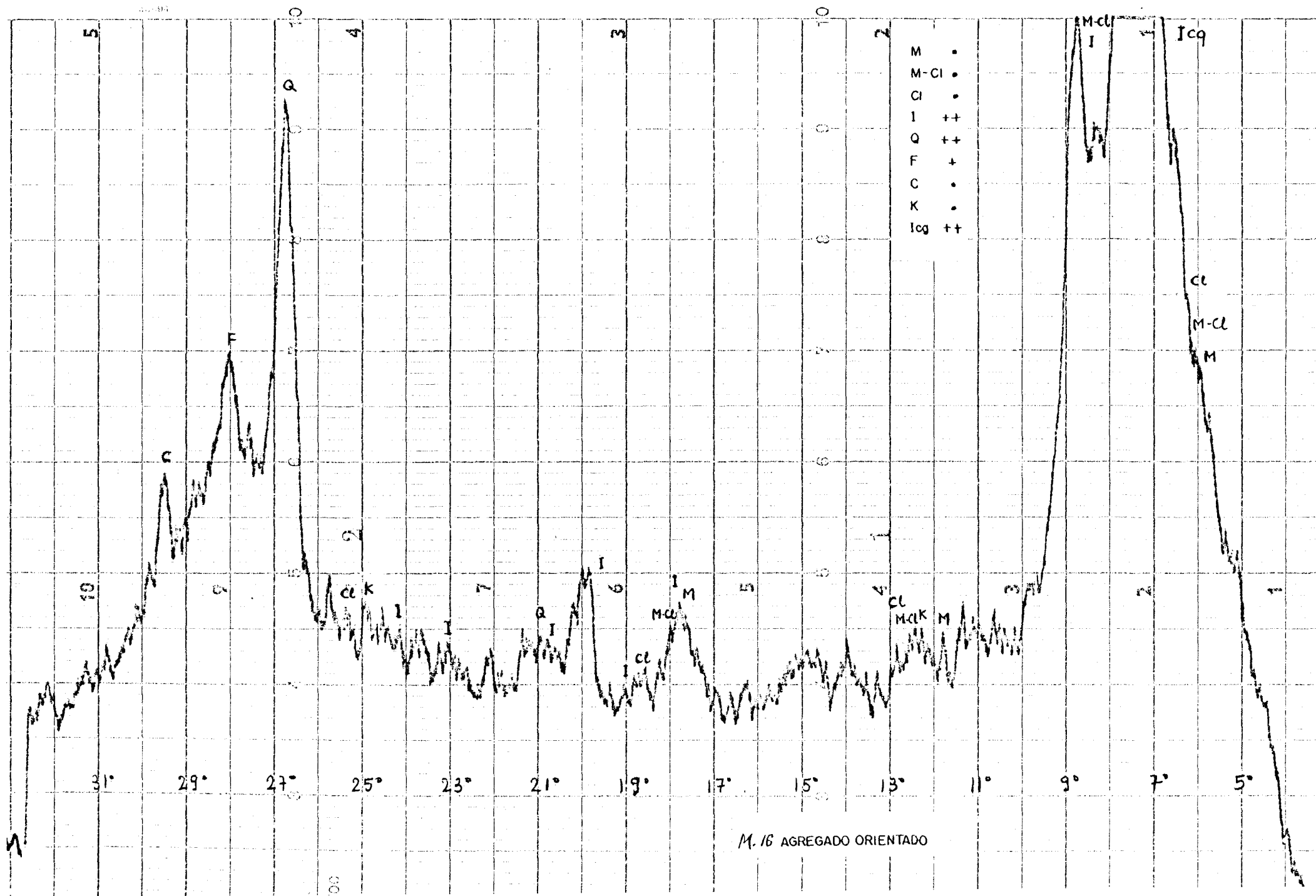


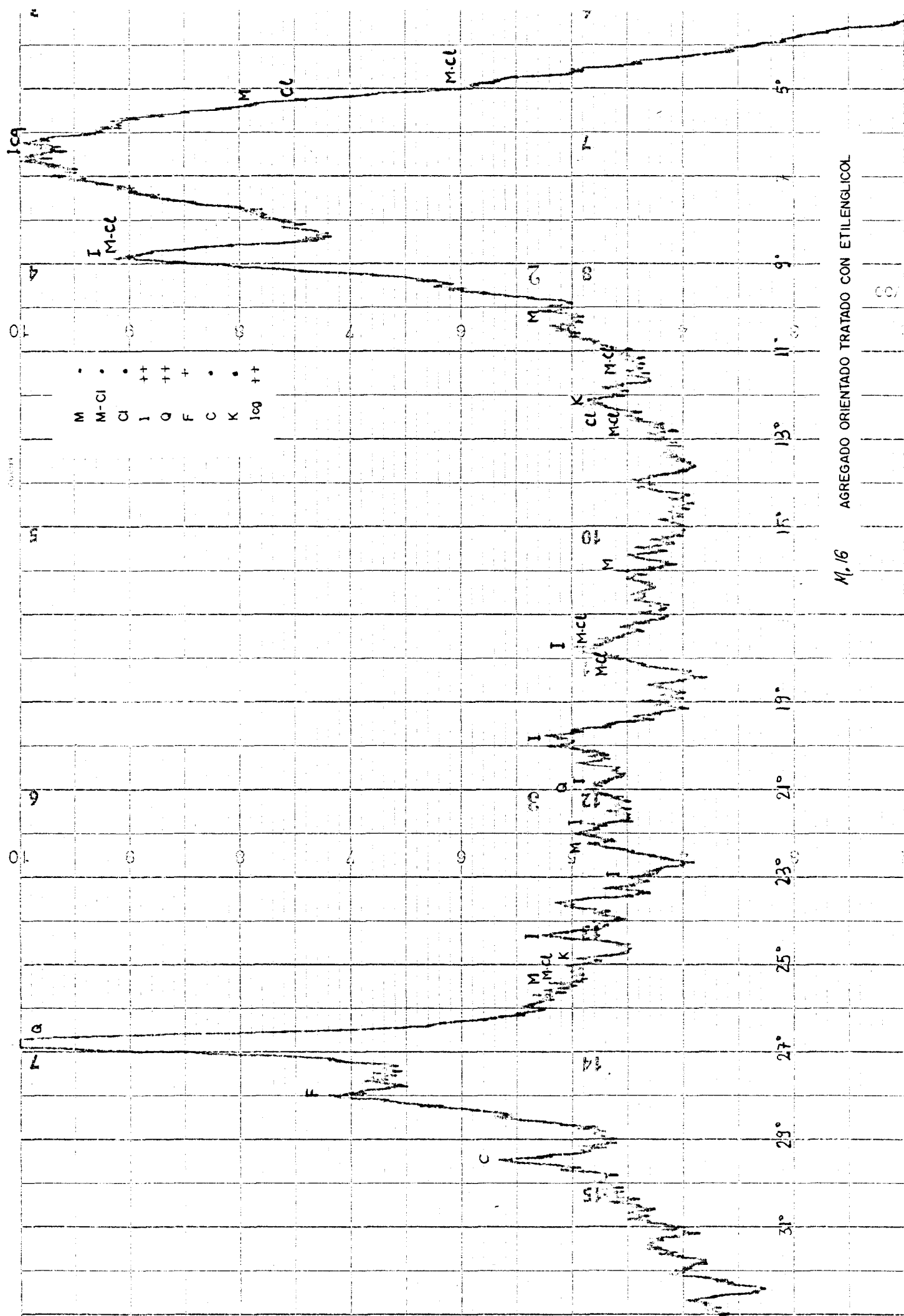
M.18 AGREGADO ORIENTADO TRATADO CON ETILENGICOL

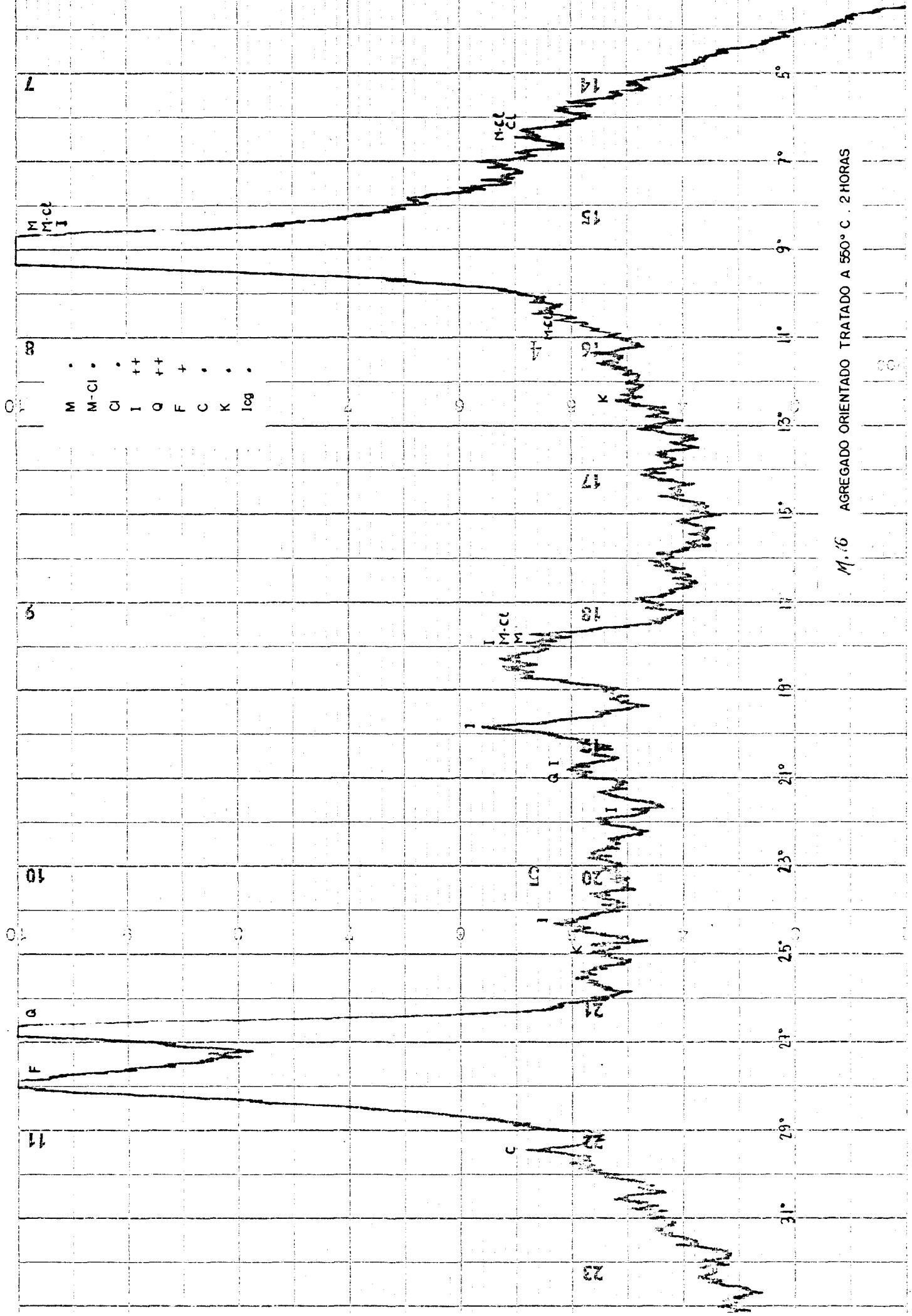


M. 13 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C . 2 HORAS

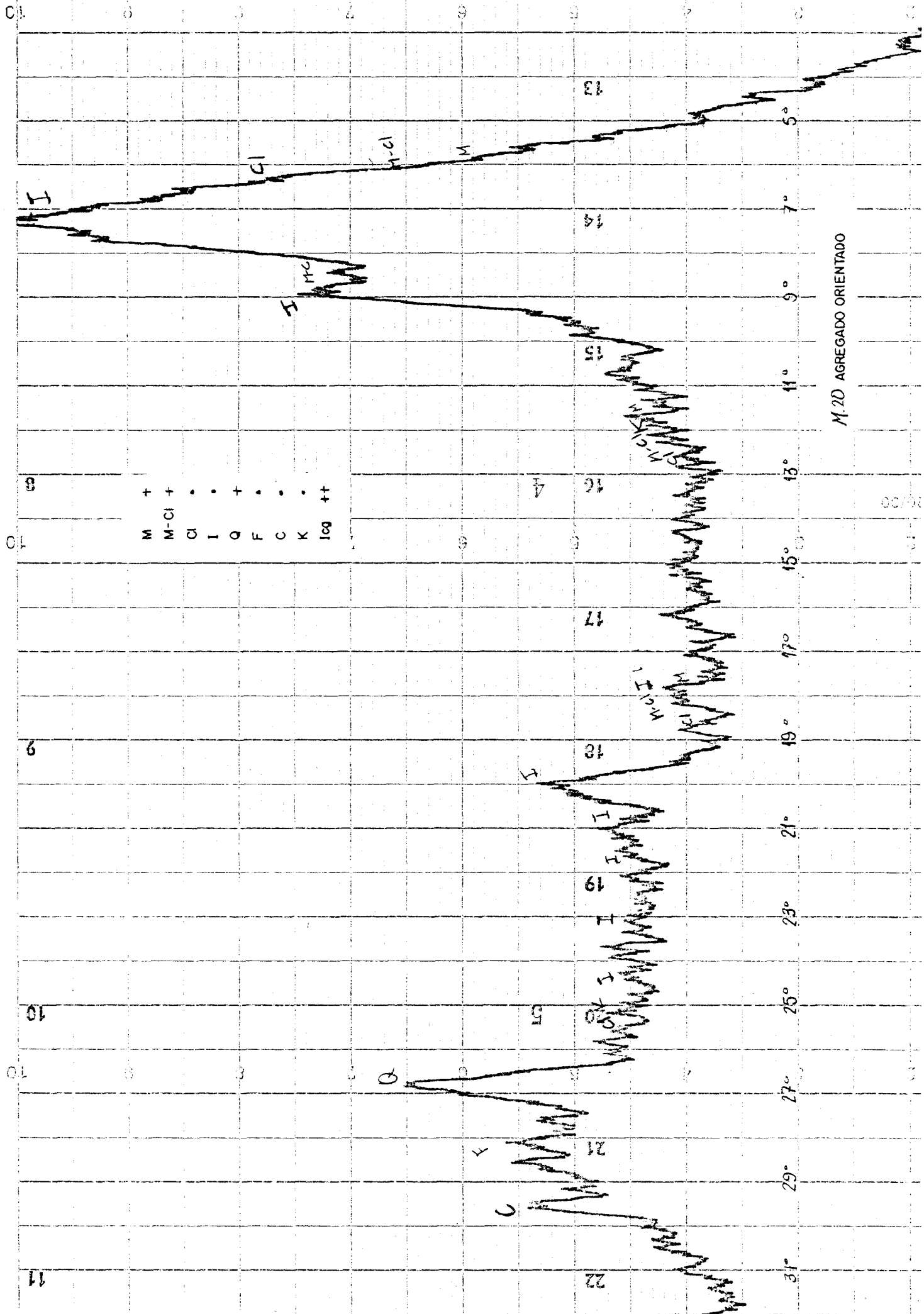
00/00

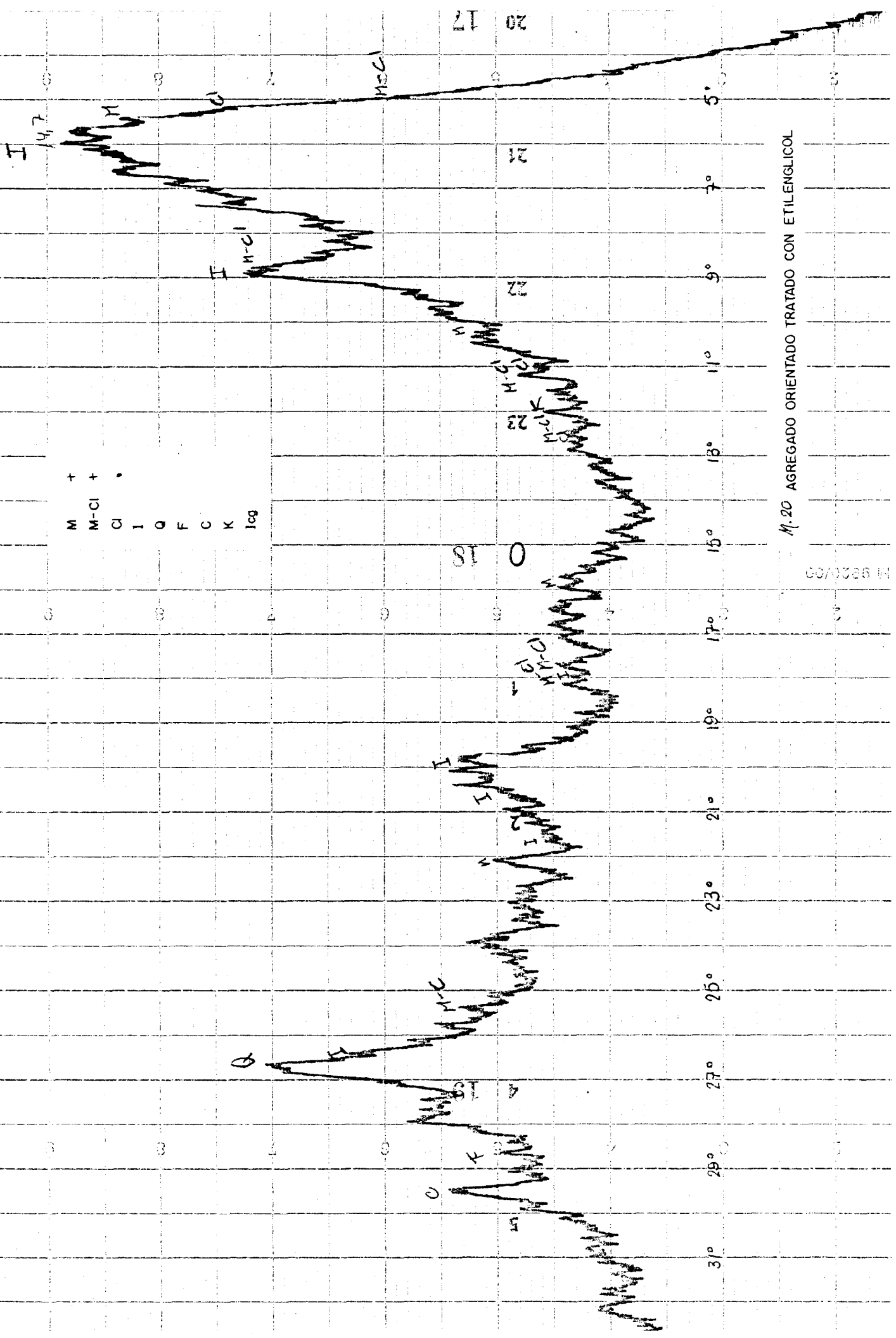






M.6 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C. 2 HORAS





M. 20 AGREGADO ORIENTADO TRATADO CON ETILENGLICOL

M 9930/00

11.20 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C . 2 HORAS

H
M
M-D

•
+
M-Cl
M
+
•

log
K
C
F
Q
I
Cl
M-Cl
M

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

32

33

34

35

36

37

38

39

40

41

42

43

44

45

46

47

48

49

50

51

52

53

54

55

56

57

58

59

60

61

62

63

64

65

66

67

68

69

70

71

72

73

74

75

76

77

78

79

80

81

82

83

84

85

86

87

88

89

90

91

92

93

94

95

96

97

98

99

100

101

102

103

104

105

106

107

108

109

110

111

112

113

114

115

116

117

118

119

120

121

122

123

124

125

126

127

128

129

130

131

132

133

134

135

136

137

138

139

140

141

142

143

144

145

146

147

148

149

150

151

152

153

154

155

156

157

158

159

160

161

162

163

164

165

166

167

168

169

170

171

172

173

174

175

176

177

178

179

180

181

182

183

184

185

186

187

188

189

190

191

192

193

194

195

196

197

198

199

200

201

202

203

204

205

206

207

208

209

210

211

212

213

214

215

216

217

218

219

220

221

222

223

224

225

226

227

228

229

230

231

232

233

234

235

236

237

238

239

240

241

242

243

244

245

246

247

248

249

250

251

252

253

254

255

256

257

258

259

260

261

262

263

264

265

266

267

268

269

270

271

272

273

274

275

276

277

278

279

280

281

282

283

284

285

286

287

288

289

290

291

292

293

294

295

296

297

298

299

300

301

302

303

304

305

306

307

308

309

310

311

312

313

314

315

316

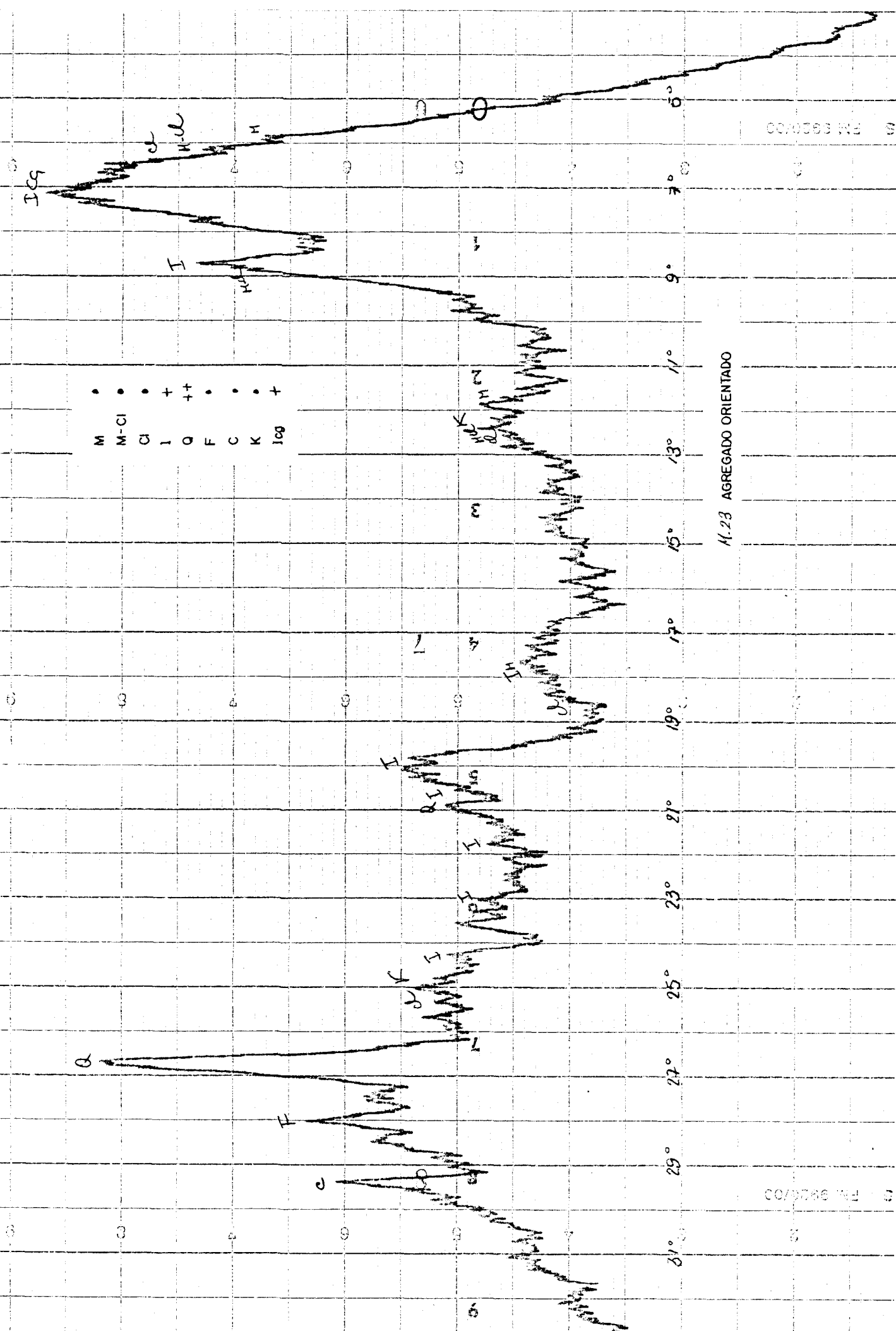
317

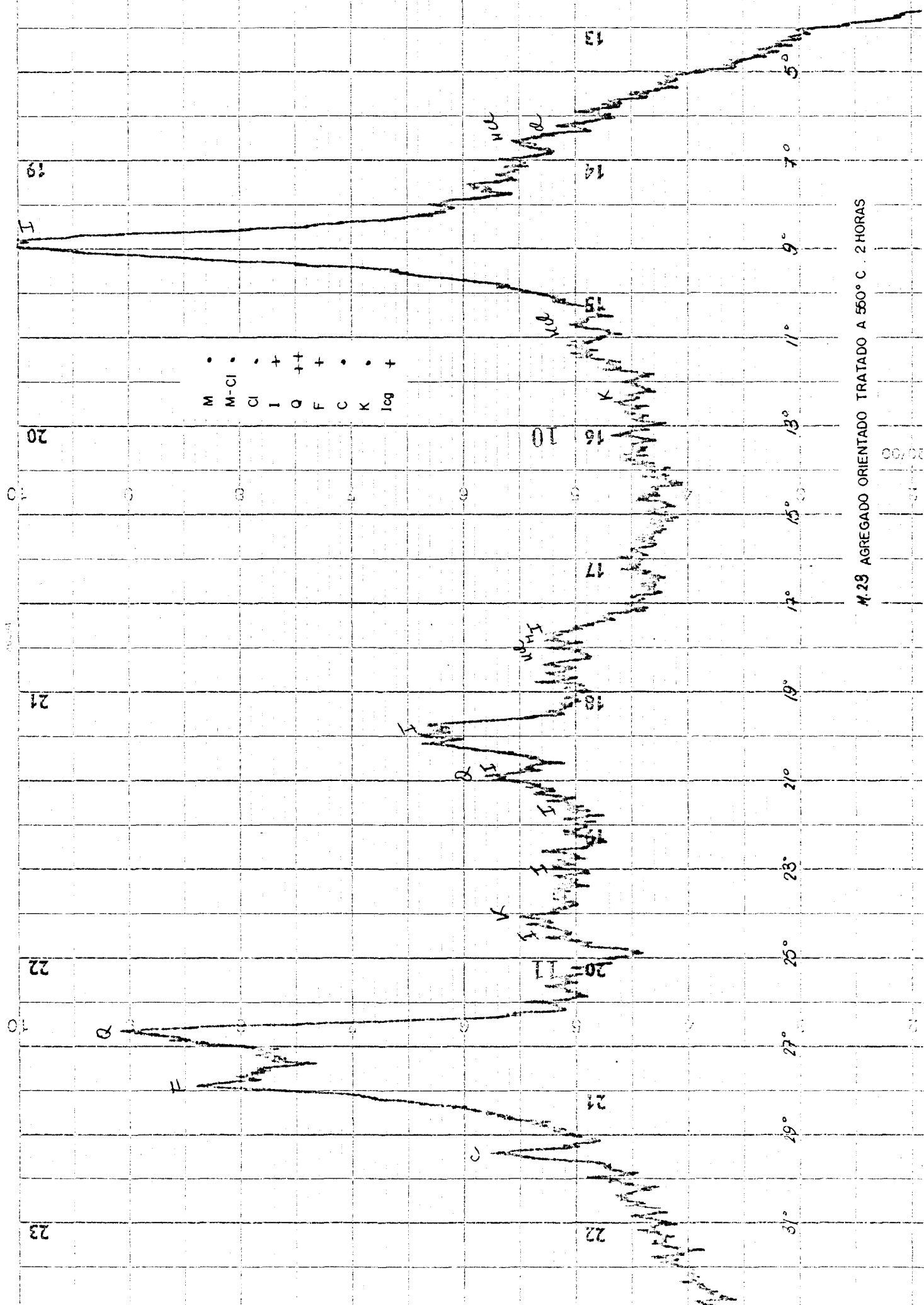
FM 9826/03

FM 9826/03

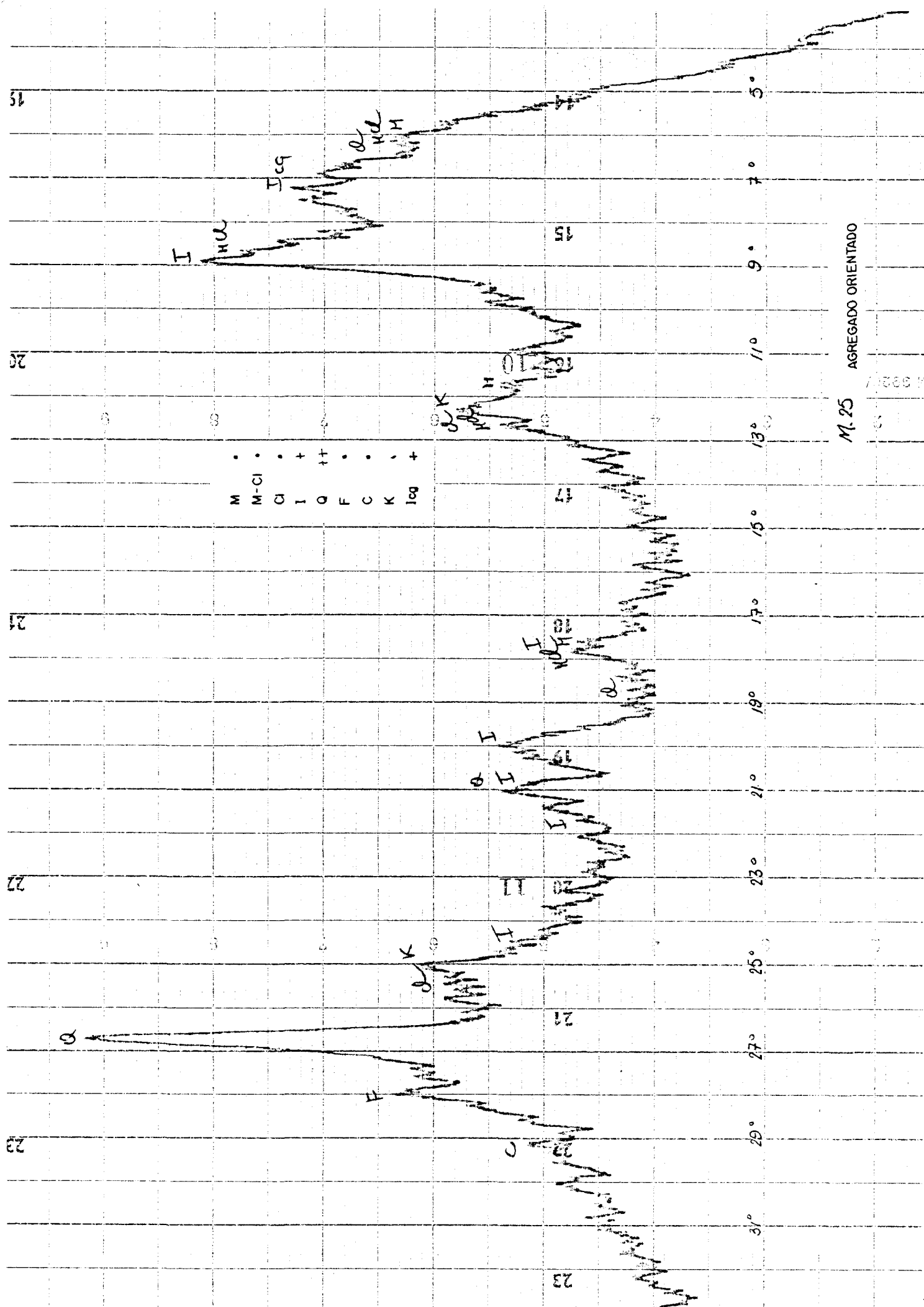
H.23 AGREGADO ORIENTADO

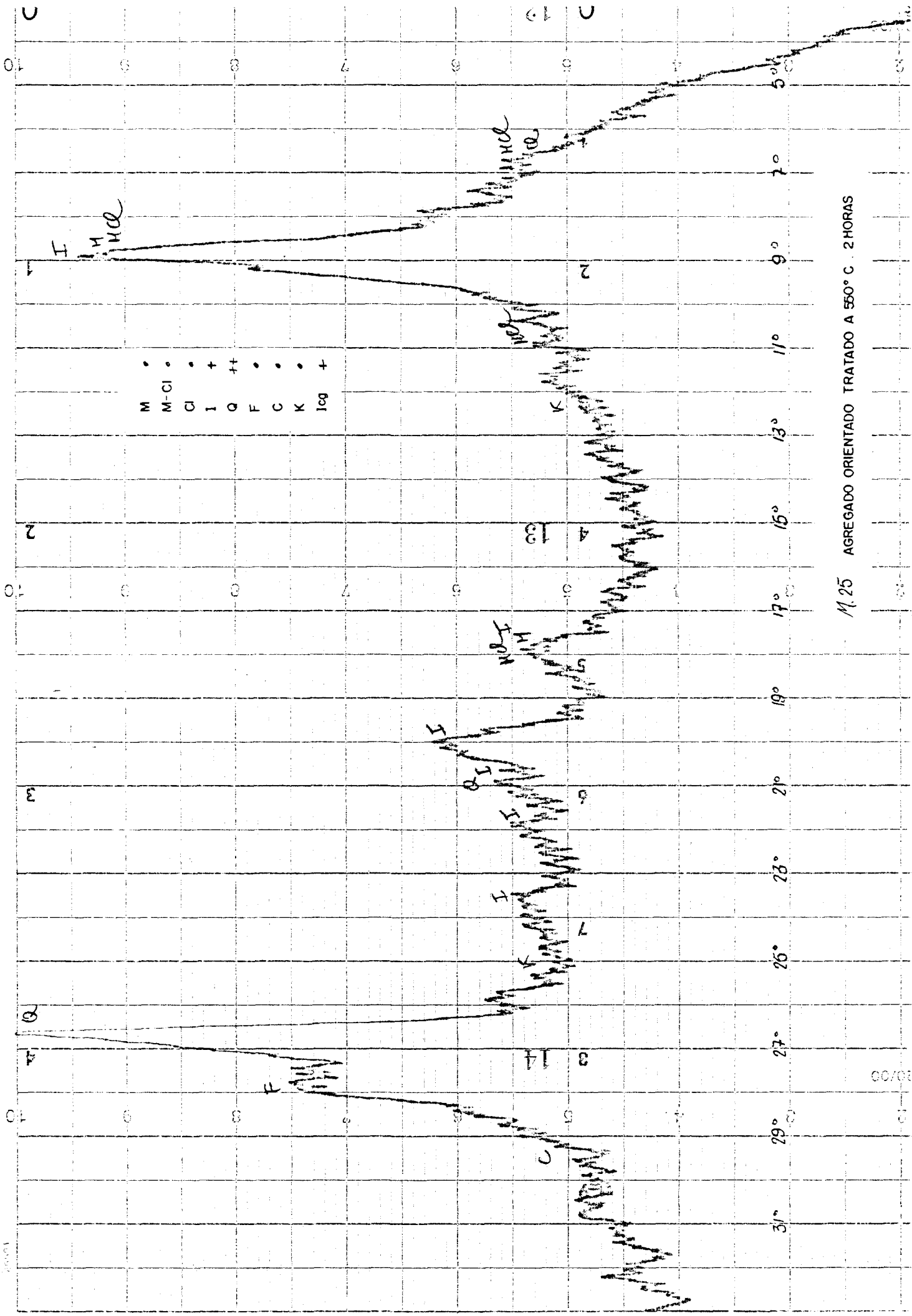
• • • • •
M M-CI CI I Q F C K log





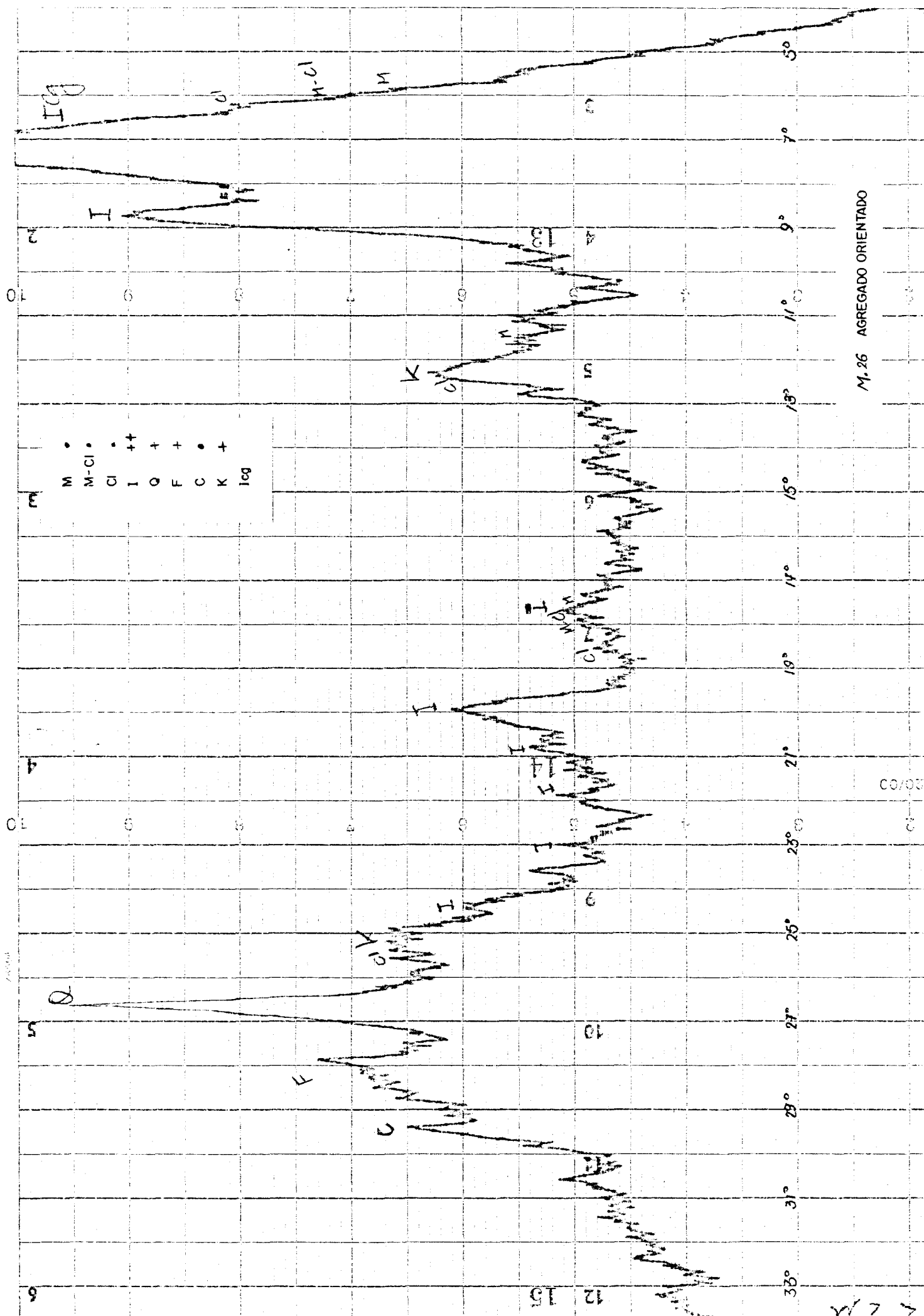
M.29 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C. 2 HORAS



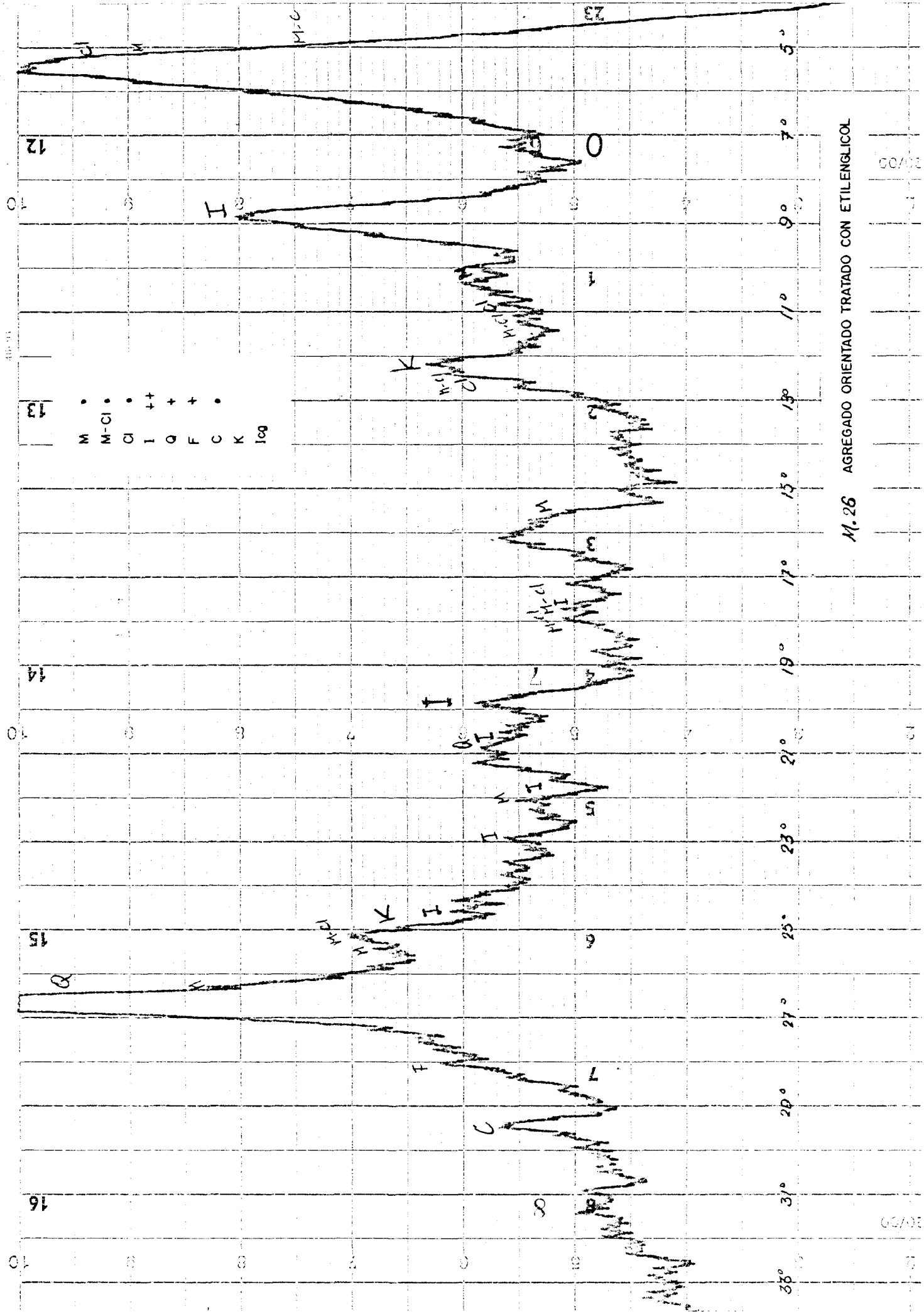


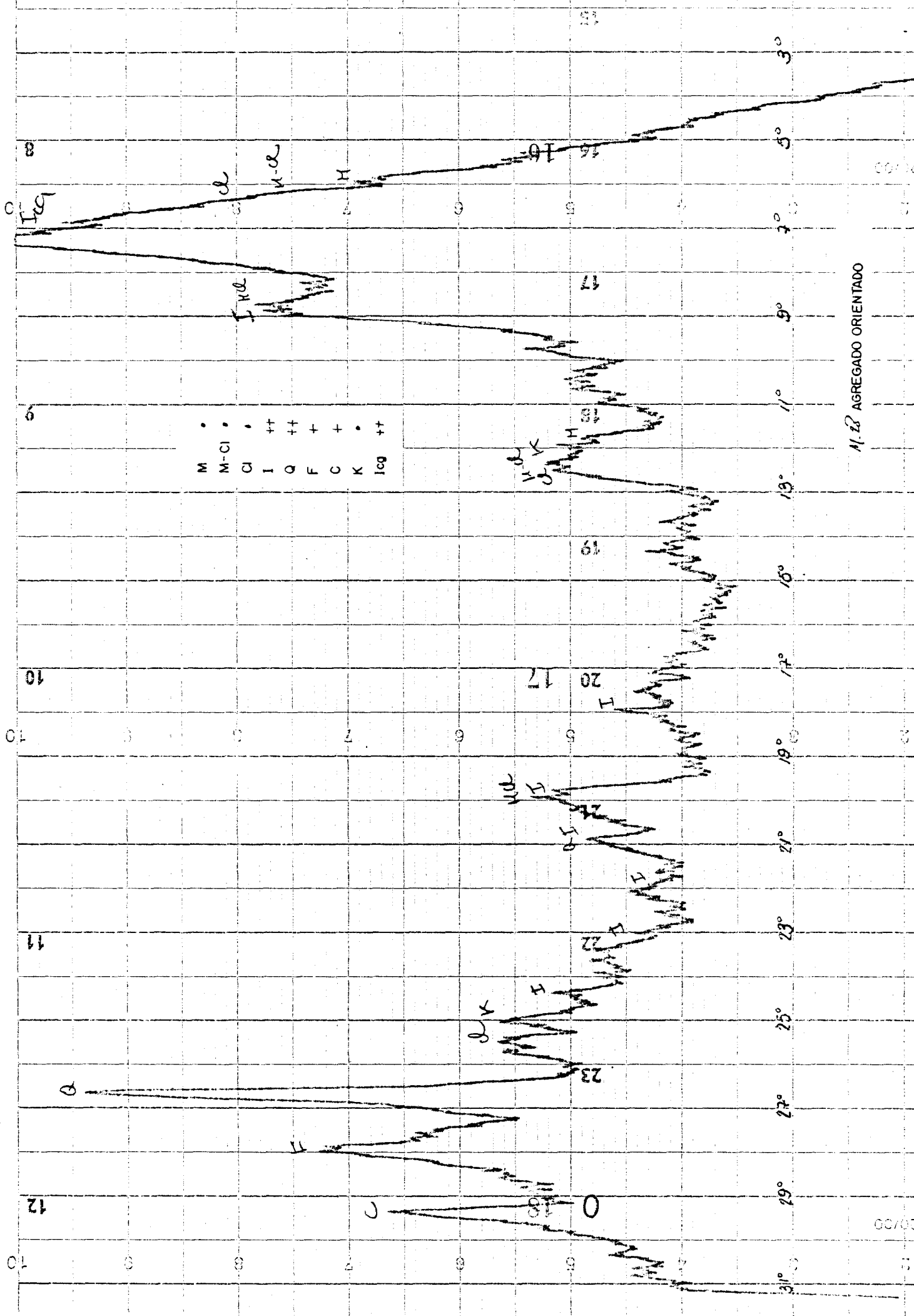
M.25 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 550° C. 2 HORAS

30/00

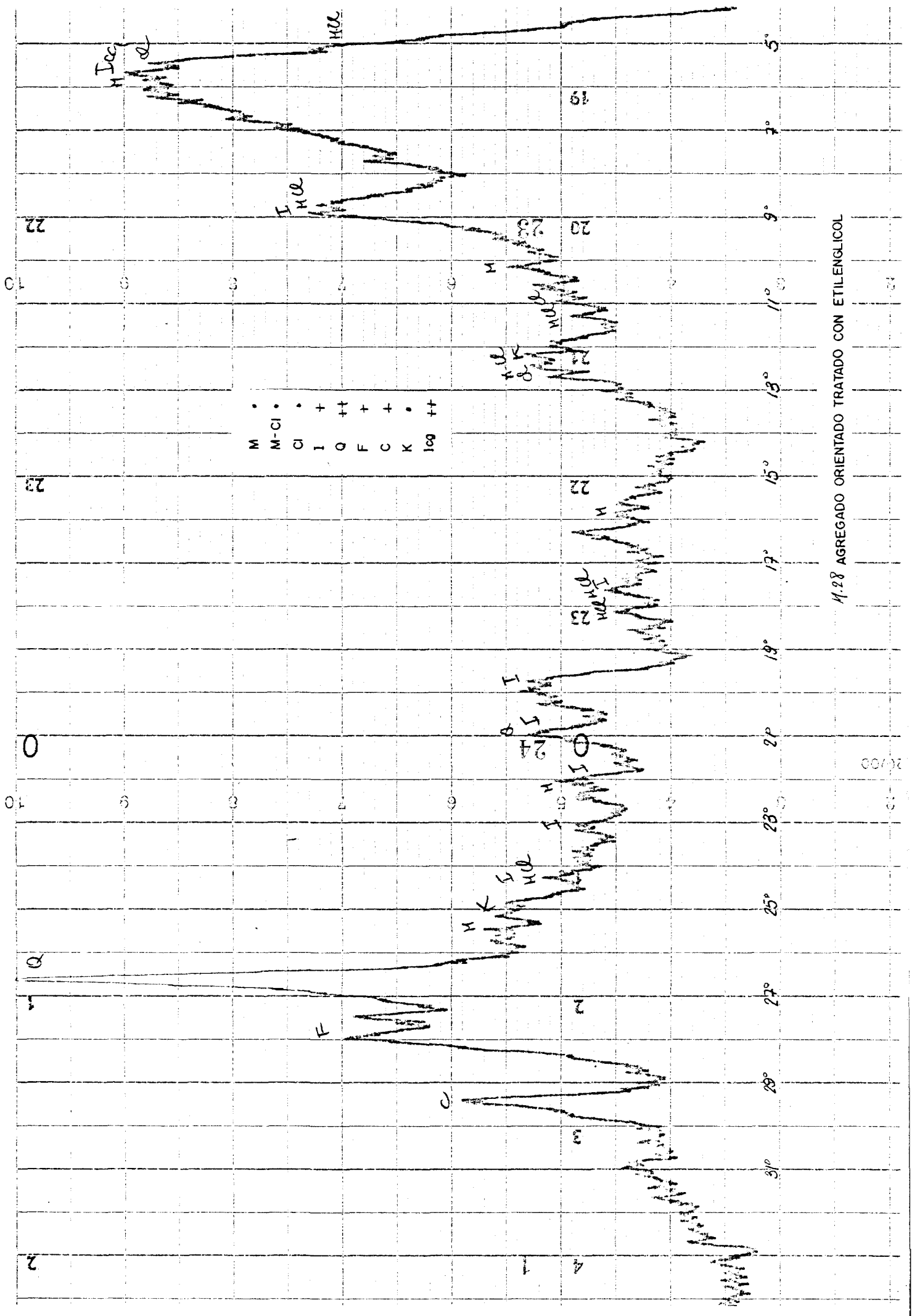


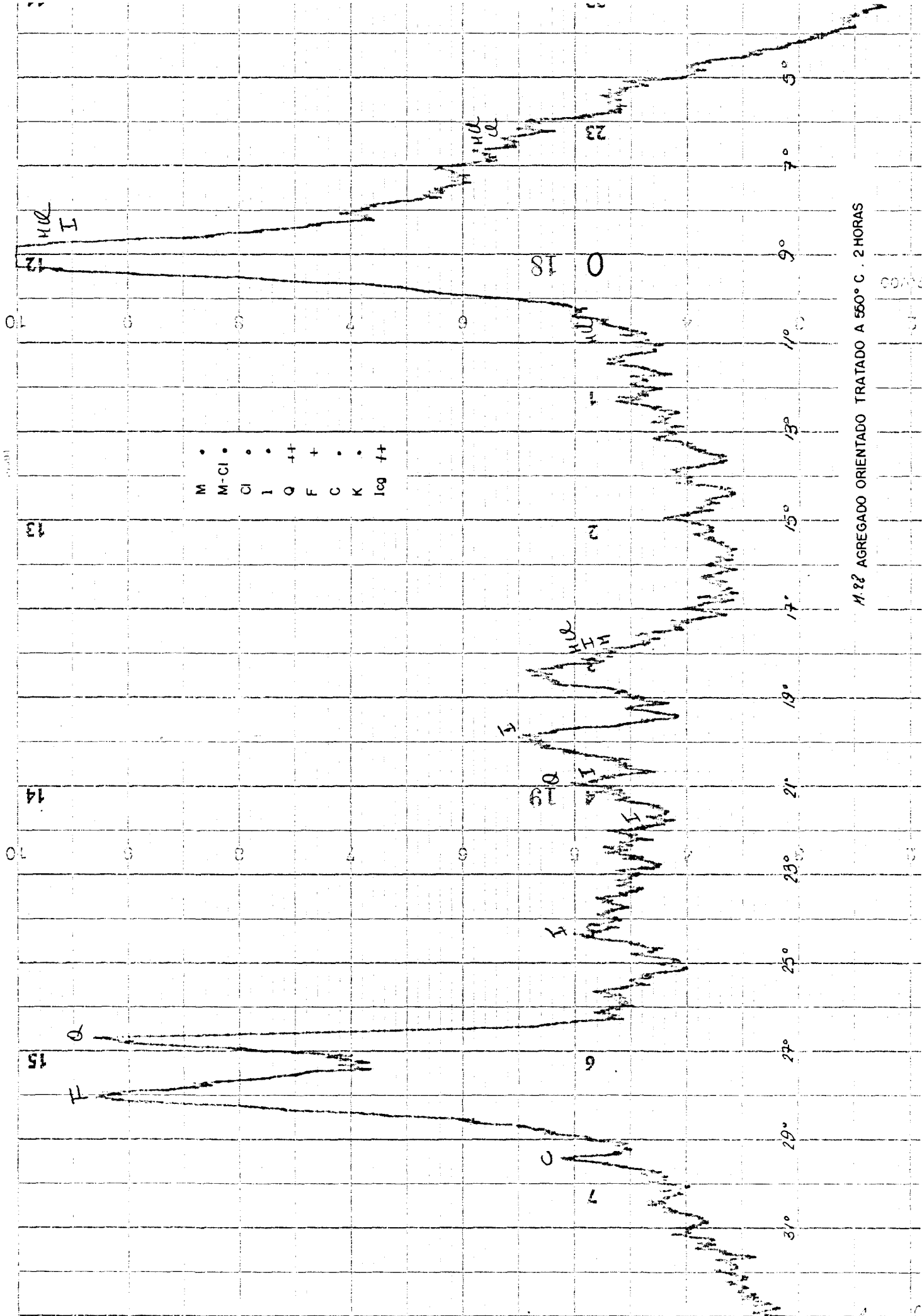
M.26 AGREGADO ORIENTADO TRATADO CON ETILENGLICOL





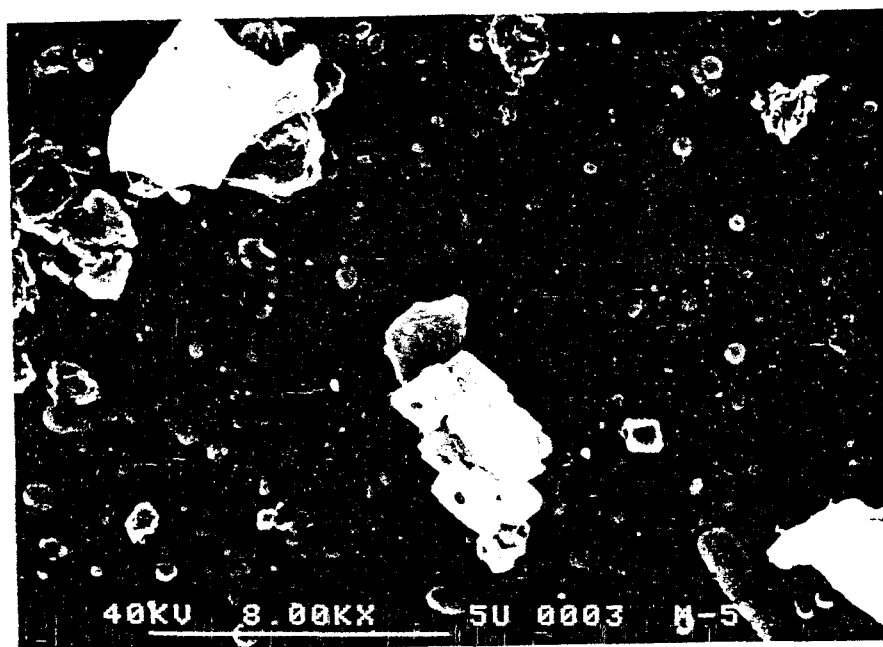
11.28 AGREGADO ORIENTADO TRATADO CON ETILENGLICOL



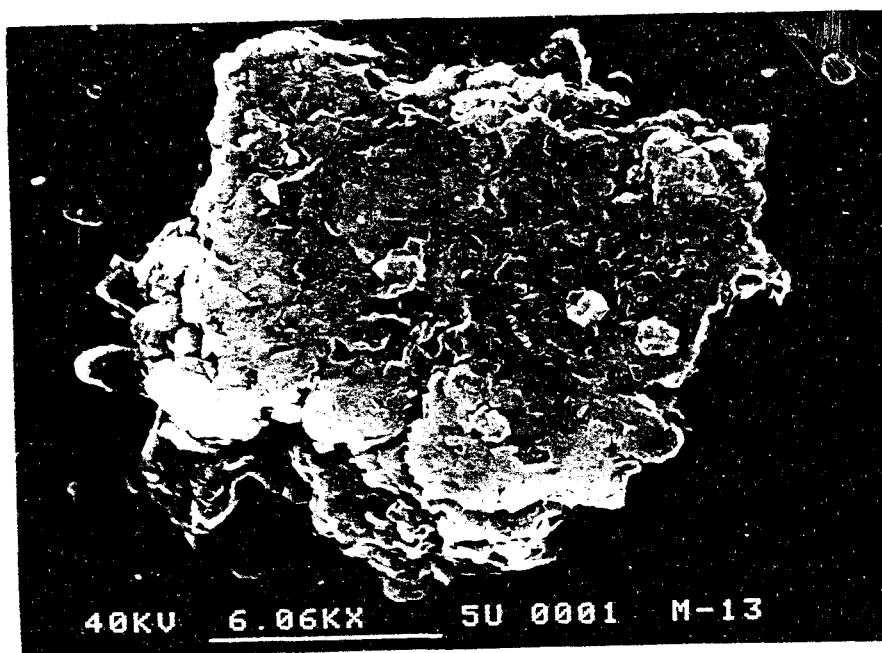


H12 AGREGADO ORIENTADO TRATADO A 560° C. 2 HORAS

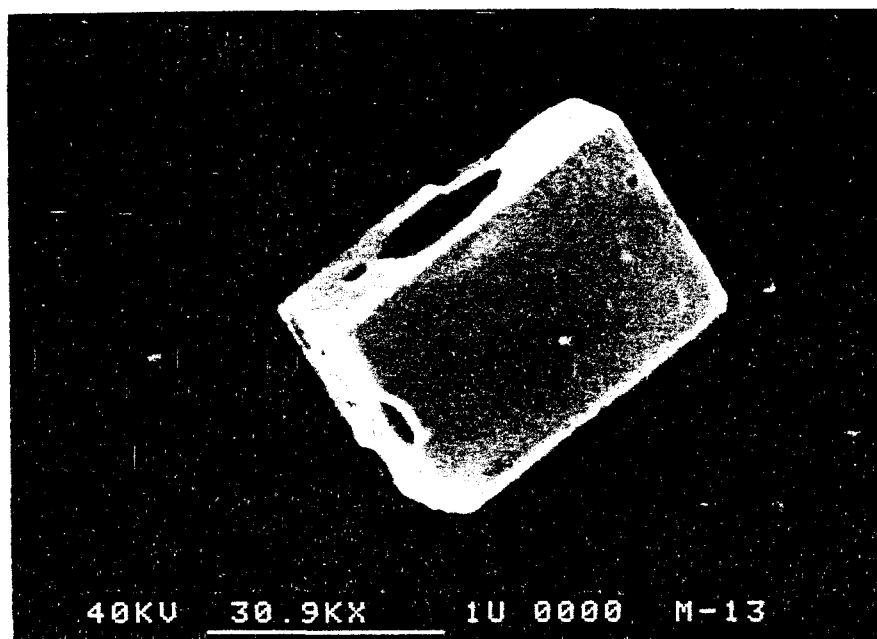
M I C R O F O T O G R A F I A S



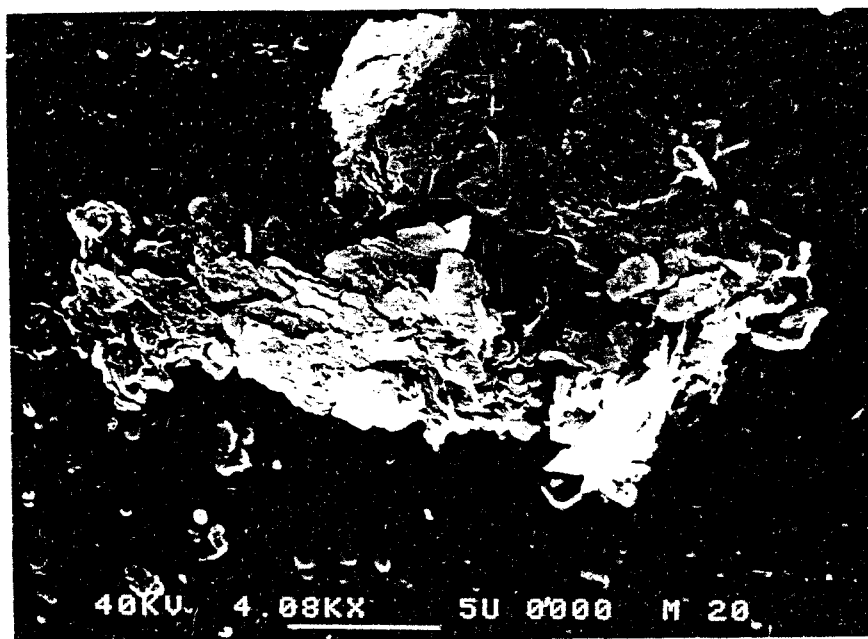
Fotografía A.III.1.- Calcita, feldespatos y partículas microcristalinas de cuarzo y feldespatos. (Muestra M-5).



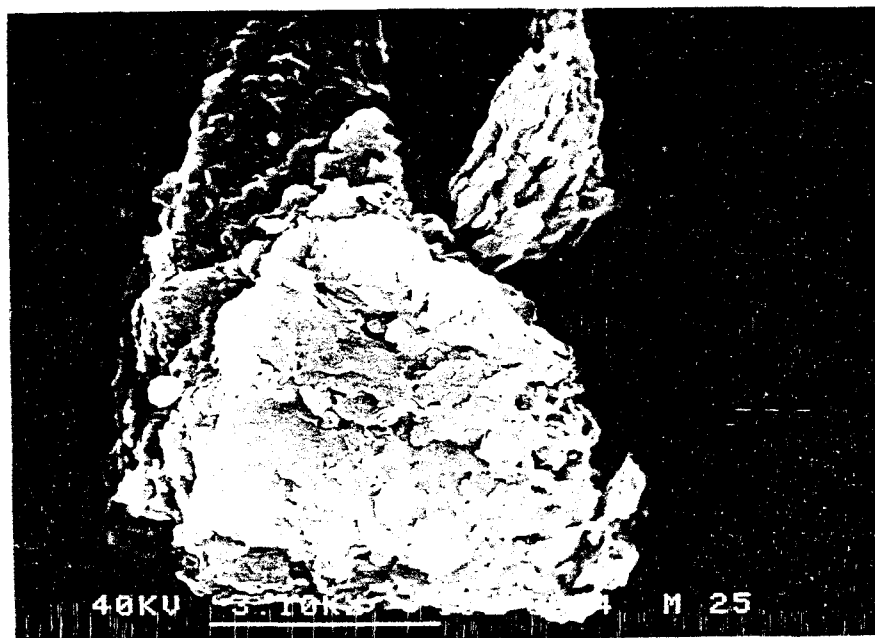
Fotografía A.III.2.- Interestratificado montmorillonita-ilita. (Muestra M-13).



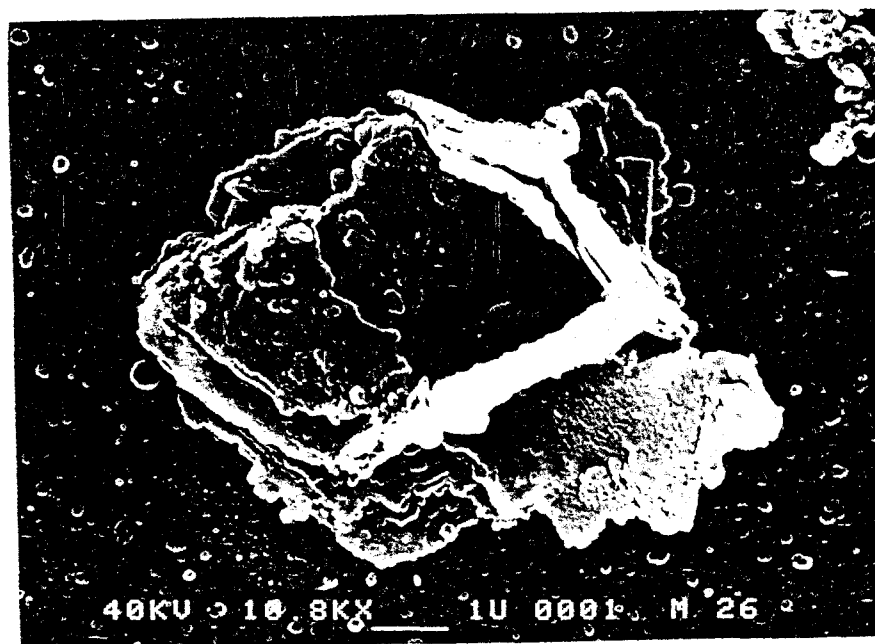
Fotografía A.III.3.- Cristal de feldespato. (Muestra M-13).



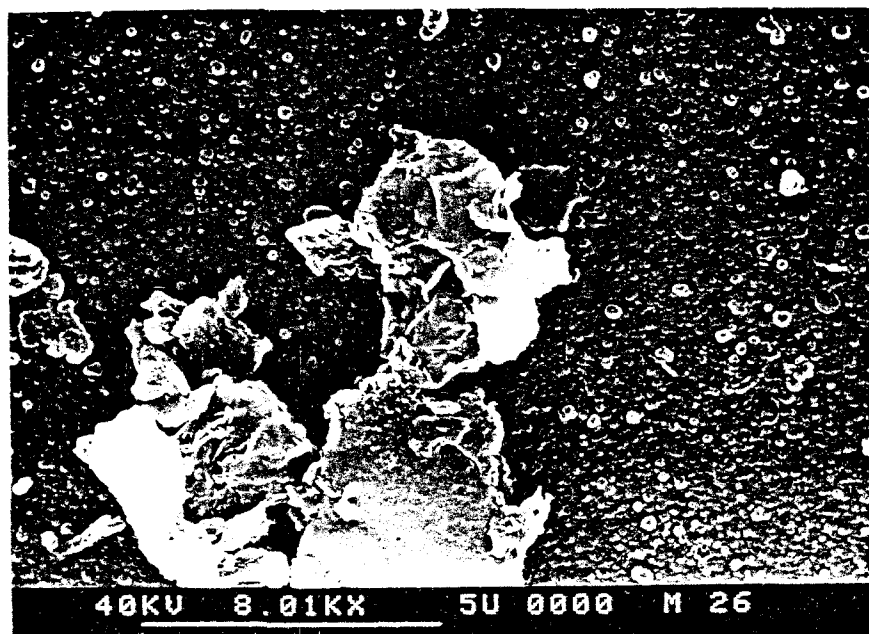
Fotografía A.III.4.- Interestratificado montmorillonita-
ilita. (Muestra M-20).



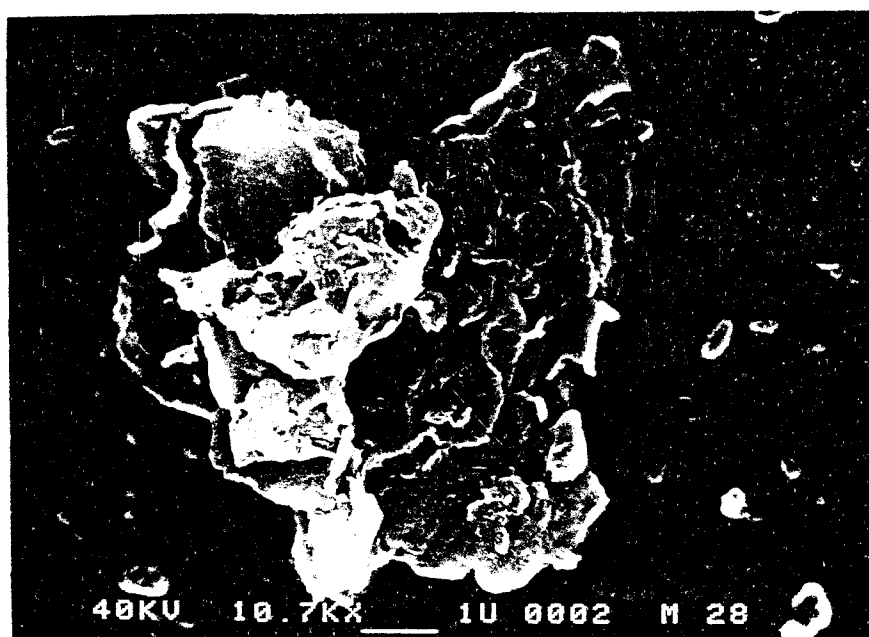
Fotografía A.III.5.- Interestratificado montmorillonita-clorita. (Muestra M-25).



Fotografía A.III.6.- Interestratificado montmorillonita-clorita. Alrededor se pueden ver numerosas partículas microcristalinas de cuarzo y feldespato. (Muestra M-26).



Fotografía A.III.7.- Interestratificado montmorillonita-ilita. Partículas microcristalinas de cuarzo y feldespato. (Muestra M-26).



Fotografía A.III.8.- Interestratificado montmorillonita ilita. Partículas microcristalinas de cuarzo y feldespato. (Muestra M-28).

RESULTADOS DE ENSAYOS TRIAXIALES CON DRENAJE.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

Tipo de muestra INALTERADA

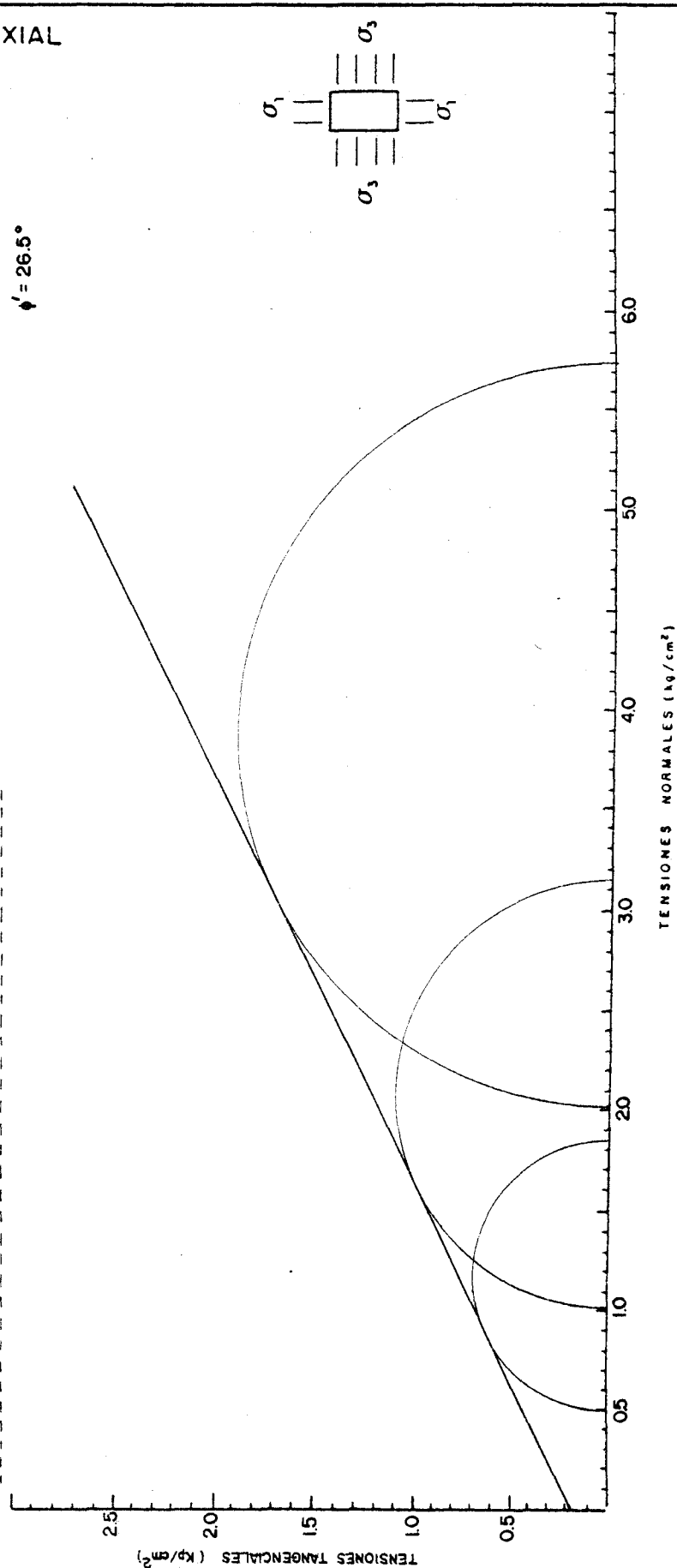
Tipo de ensayo CON DRENAJE

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm^2)	0,5	1	2		
% HUM. INICIAL	15,5	16,0	15,3		
% HUM. FINAL	17,5	18,3	22,1		
DENSIDAD SECA	1,765	1,763	1,760		
% DEFORMACION A LA ROTURA	10	6,5	10,8		
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1600'	1560'	1410'		

Saturación con contrapresión de

4 kg/cm^2

$c' = 0.16 \text{ kg}/\text{cm}^2$
 $\phi' = 26.5^\circ$



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

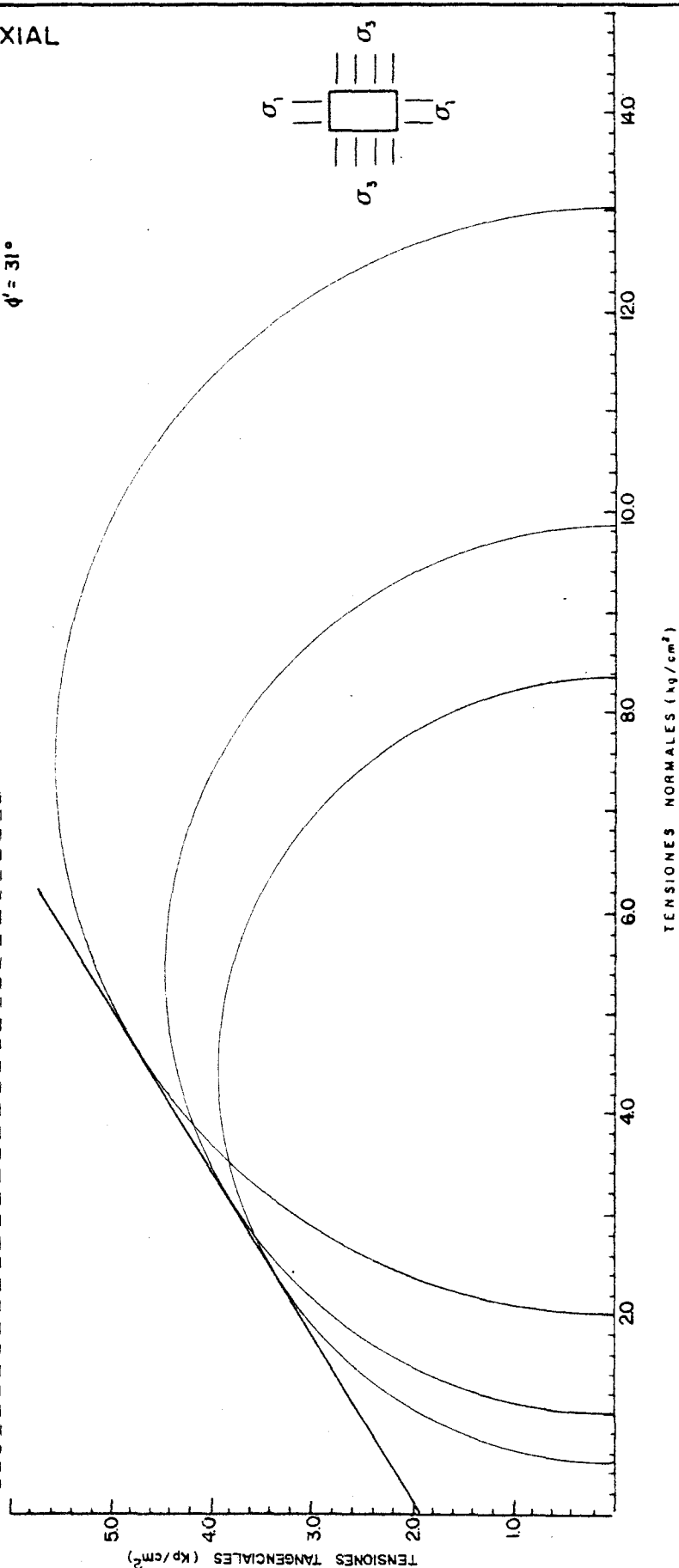
Tipo de muestra INALTERADA

Tipo de ensayo CON DRENAJE

PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	0,5	1	2		
% HUM. INICIAL	13,8	16,3	16,7		
% HUM. FINAL	18,06	19,83	19,3		
DENSIDAD SECA	1,75	1,792	1,798		
% DEFORMACION A LA ROTURA	1,45	1,38	1,55		
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1540'	1230'	540'		

Saturación con contrapresión de
 $\frac{1}{4}$ Kp/cm²

$c' = 1,95$ Kp/cm²
 $\phi' = 31^\circ$



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CIRCULOS DE MOHR

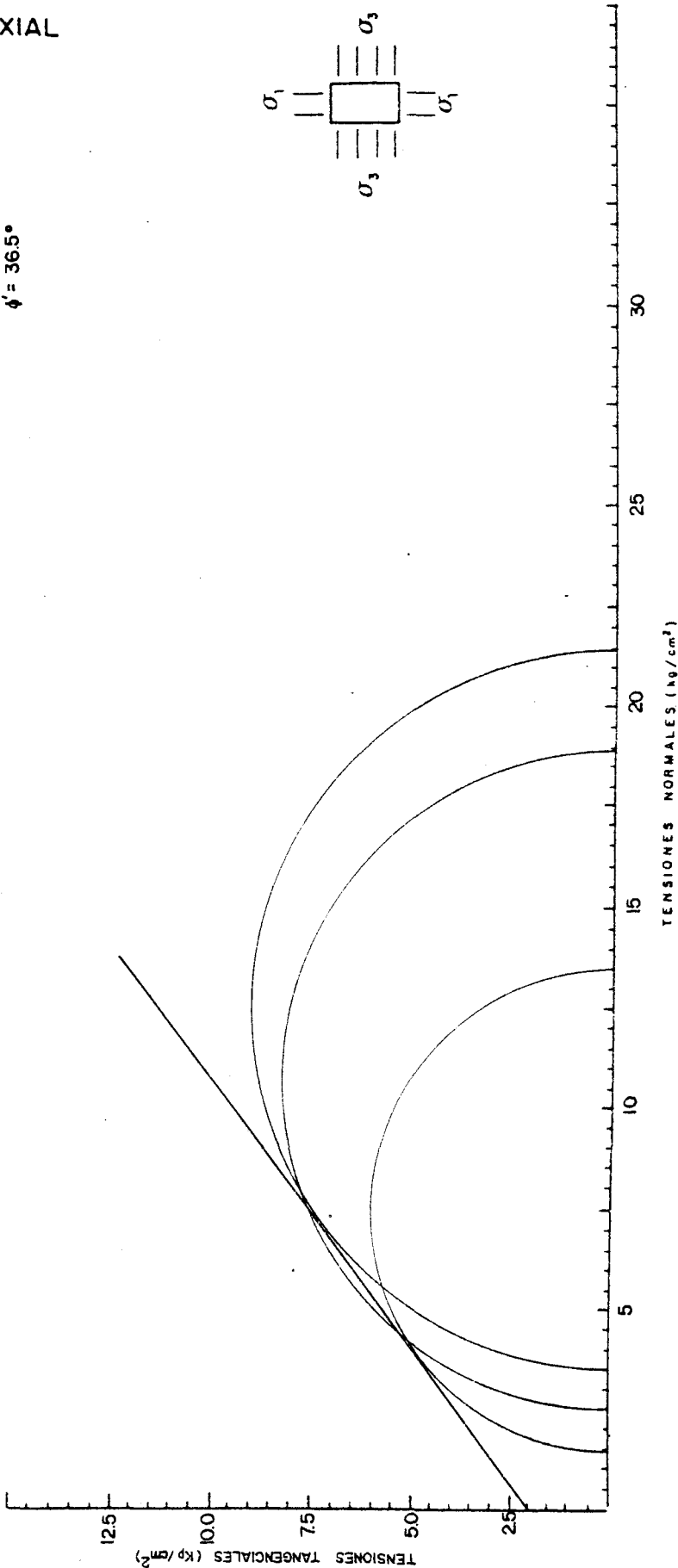
Tipo de muestra INALTERADA

Tipo de ensayo CON DRENAJE

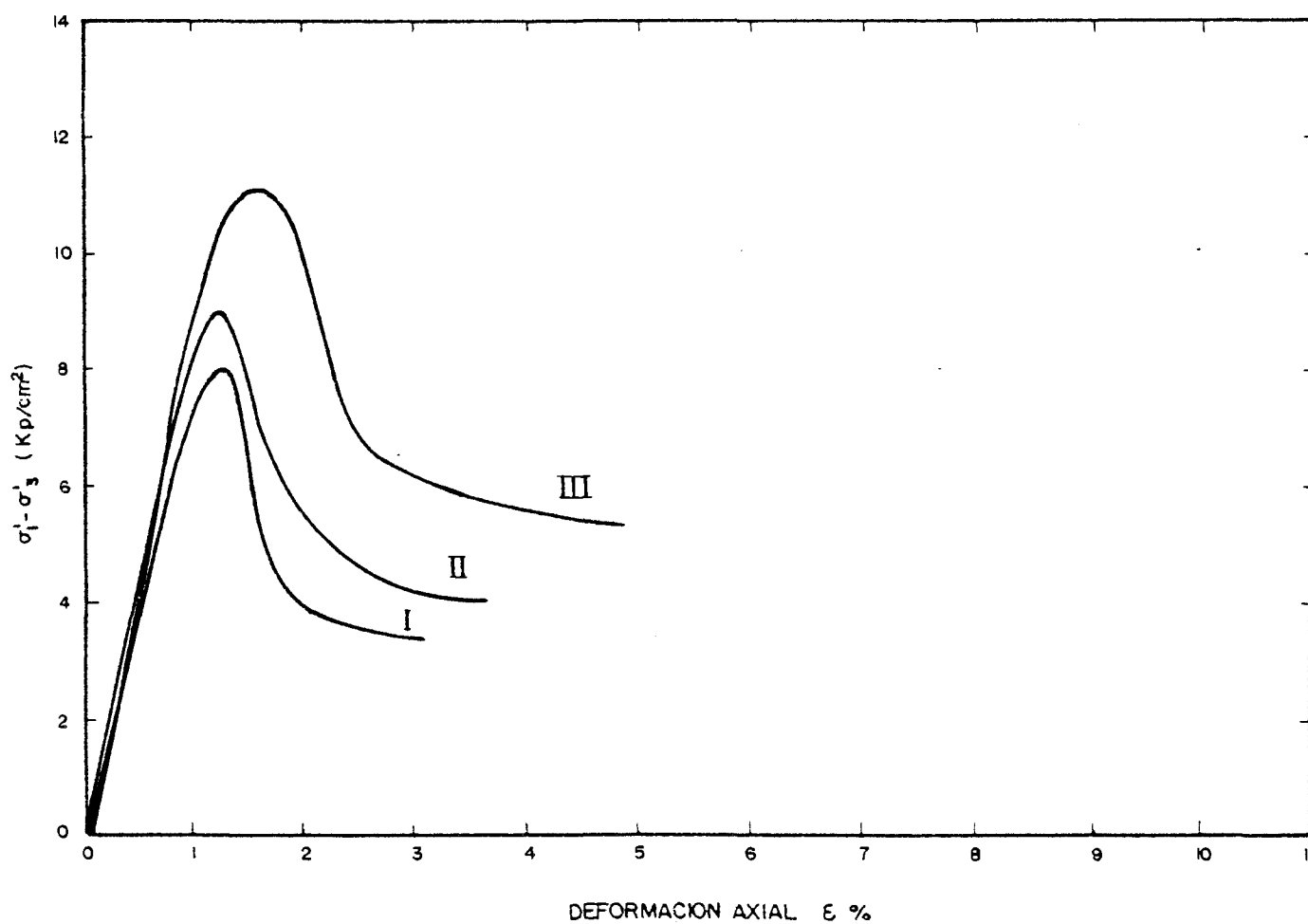
PROBETA Nº	I	II	III	IV	V
σ_3 (kg/cm ²)	1,5	2,5	3,5		
% HUM. INICIAL	14,78	14,8	16,02		
% HUM. FINAL	16,97	16,5	18,10		
DENSIDAD SECA	1,88	1,865	1,90		
% DEFORMACION A LA ROTURA	1	1,3	1,3		
VELOCIDAD DEL ENSAYO MINUTOS PARA 1% DEF.	1695'	1500'	1440'		

Saturación con contrapresión de
4 Kp/cm²

$c' = 2.0 \text{ Kp/cm}^2$
 $\phi' = 36.5^\circ$

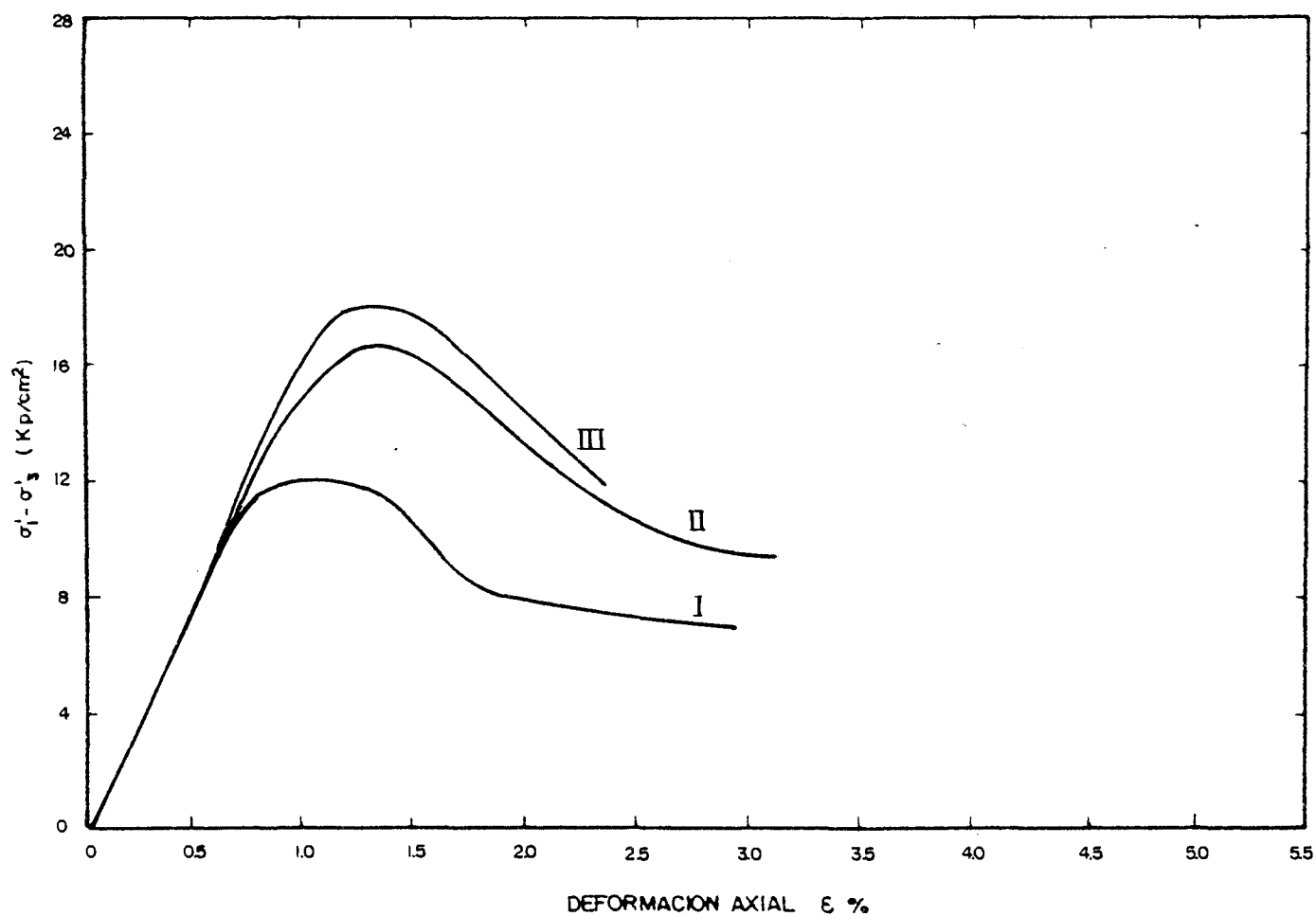


ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CURVAS DE ROTURA



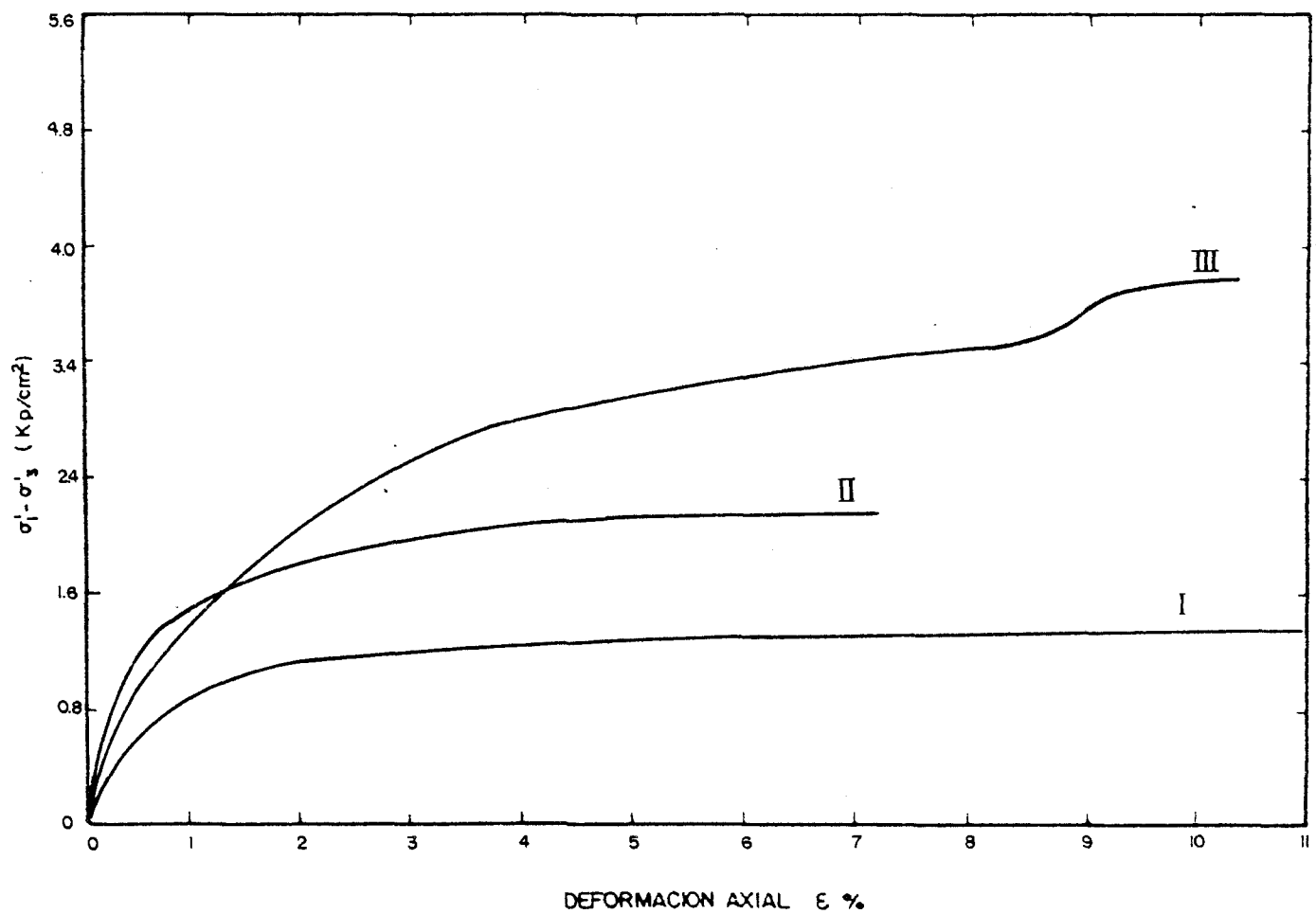
RELACIONES TENSION - DEFORMACION OBTENIDAS EN EL ENSAYO
TRIAxIAL CON DRENAJE. MUESTRA M.7

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CURVAS DE ROTURA



RELACIONES TENSION - DEFORMACION OBTENIDAS EN EL ENSAYO
TRIAXIAL CON DRENAJE. MUESTRA M.22

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
CURVAS DE ROTURA



RELACIONES TENSION - DEFORMACION OBTENIDAS EN EL ENSAYO
TRIAxIAL CON DRENAJE. MUESTRA M. 25